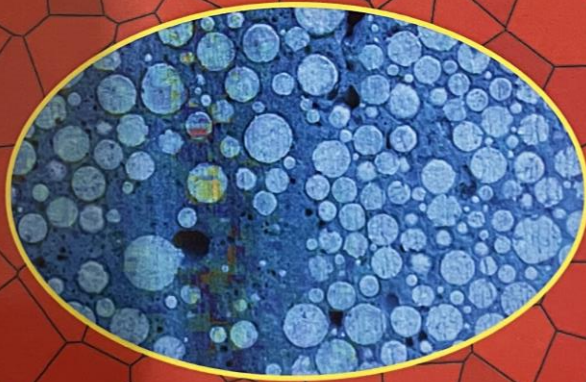


**Л.Й. Дворкін, В.В. Марчук, Р.М. Макаренко,
В.В. Житковський, О.М. Бордюженко**

Структура, склад та властивості цементного бетону

Навчальний посібник



**За редакцією
Заслуженого діяча науки і техніки України
доктора технічних наук, професора Л.Й. Дворкіна**

Київ - 2024

**Л.Й. Дворкін,
В.В. Марчук, Р.М. Макаренко,
В.В. Житковський, О.М. Бордюженко**

СТРУКТУРА, СКЛАД ТА ВЛАСТИВОСТІ ЦЕМЕНТНОГО БЕТОНУ

Навчальний посібник

За редакцією

Заслуженого діяча науки і техніки України
доктора технічних наук, професора Л.Й. Дворкіна

Київ 2024

УДК 666.972(075)

Д24

Рекомендовано Вченою радою Національного університету
водного господарства та природокористування
(Протокол № 11 від 29 листопада 2024 р.)

Рецензенти:

Кровяков С.О., доктор технічних наук, професор, проректор з наукової роботи Одеської державної академії будівництва та архітектури;

Шейніч Л.О., доктор технічних наук, професор Державного науково-дослідного інституту будівельних конструкцій, м. Київ.

**Л.Й. Дворкін, В.В. Марчук, Р.М. Макаренко,
В.В. Житковський, О.М. Бордюженко**

Д24 Структура, склад та властивості цементного бетону: навчальний посібник / За редакцією д.т.н., проф. Л.Й. Дворкіна. – Київ: Каравела, 2024. 237 с.

ISBN

У навчальному посібнику розглянуто особливості мікро- і макроструктури бетону та фізико-хімічні методи її вивчення. Проаналізовано вплив структури і складу на основні властивостей бетону і приведені методи їх випробувань. Розглянуто методи проектування складів бетону з комплексом нормованих властивостей, методи аналізу ефективності складів бетонних сумішей та шляхи ресурсозбереження при їх отриманні.

ISBN

УДК 666.972(075)

© Л.Й. Дворкін, В.В. Марчук,
Р.М. Макаренко, В.В. Житковський,
О.М. Бордюженко,
© Видавництво «Каравела», 2024

ЗМІСТ

	Стор.
ПЕРЕДМОВА	4
1. СТРУКТУРА БЕТОНУ	5
1.1. Мікроструктура бетону.....	5
1.2. Макроструктура бетону.....	12
1.3. Фізико-хімічні методи дослідження структури і складу бетону.....	17
2. ВПЛИВ СТРУКТУРИ І СКЛАДУ БЕТОНУ НА ЙОГО ВЛАСТИВОСТІ	32
3. ОСНОВНІ МЕТОДИ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВИПРОБУВАНЬ БЕТОНУ	80
3.1. Випробування бетонної суміші.....	80
3.2. Фізичні властивості бетону.....	86
3.3. Міцність бетону.....	92
3.4. Деформативні властивості.....	99
3.5. Водонепроникність та морозостійкість.....	106
3.6. Теплофізичні властивості.....	114
4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ	124
4.1. Бетон як стохастичний об'єкт.....	125
4.2. Методологія отримання експериментально- статистичних моделей.....	134
4.3. Аналіз експериментально-статистичних моделей.....	152
5. ОБҐРУНТУВАННЯ ШЛЯХІВ РЕСУРСОЗБЕРЕЖЕННЯ	163
5.1. Вибір вихідних матеріалів.....	163
5.2. Проектування складів бетону.....	193
5.3. Аналіз ефективності складів бетону.....	216
ЛІТЕРАТУРА	235

ПЕРЕДМОВА

Передумовою ефективного забезпечення необхідних властивостей бетону є знання закономірностей, що зв'язують їх з його структурою і складом. На сучасному етапі можливості врахування цих закономірностей розширені завдяки використанню сучасних методів досліджень і випробувань бетону, впровадженню методів математичного моделювання, що дозволяють отримати кількісні багатофакторні залежності для прогнозування властивостей бетону і знайти оптимальні рецептурно-технологічні рішення для управління ними.

В посібнику автори намагалися лаконічно висвітлити основні особливості структури бетону, фізико-механічні властивості бетону, методи їх випробувань, зв'язки властивостей зі складом бетонних сумішей. Розглянуто основи експериментально-статистичного моделювання, його застосування при проектуванні складів бетону. Особливу увагу автори приділили аналізу шляхів ресурсозбереження при проектуванні складів бетону. На конкретних задачах наведені приклади такого аналізу і реалізації оптимальних рішень.

Автори сподіваються, що посібник буде сприяти технологічній підготовці майбутніх спеціалістів-будівельників, а також буде корисним аспірантам і практичним працівникам проектних організацій і будівельних підприємств.

Автори вдячні рецензентам посібника, зауваження яких враховані в остаточній редакції посібника, а також інженерам Г.В. Киц і Л.А. Мацько за технічну допомогу при підготовці посібника до видання.

1. СТРУКТУРА БЕТОНУ

Властивості бетонів визначаються його структурою і складом.

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

Одним із головних чинників, що впливає на структуру матеріалу є *склад бетонної суміші*. Склад бетону виражають кількісним співвідношенням компонентів, що входять у бетонну суміш, або їхньою питомою витратою (звичайно на 1 м³ суміші). Поряд із складом на особливості структури бетону впливає весь комплекс технологічних чинників, включаючи умови твердіння. На структуру бетонів в конструкціях і спорудах істотно впливають умови їх експлуатації.

1.1. Мікроструктура бетону

Мікроструктуру бетону або структуру цементного каменю характеризують його *морфологією*, тобто формою і розмірами частинок, і *пористістю* – особливостями пор та розподілом їх за розмірами.

Тверді частинки цементного каменю представлені продуктами гідратації цементу та води, а також негідратованими зернами цементу.

Гідратована частина портландцементного каменю складається з субмікрокристалічної гідросилікатної маси, пронизаної кристалами гідроксиду кальцію, кальциту, гідросульфоалюмінату та гідросульфофериту кальцію.

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 (C₃S). Виростаючи, 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 тісті (рідка фаза насичена вапном, концентрація $\text{CaO} > 1,2$ г/л) утворюються гідросилікати складу C_2SH_2 із співвідношенням $\text{CaO}:\text{SiO}_2 > 1,5$, при гідратації в суспензії та 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.

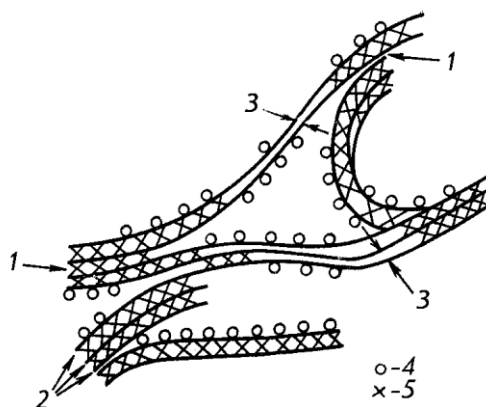


Рис. 1.1. Структура гелю С-S-H:

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

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

Разом з гідросилікатами при гідратації в основному трикальцієвого силікату утворюється *гідроксид кальцію*. Він представлений тонкими гексагональними пластинками, які згодом групуються в 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 в результаті безпосередньої гідратації C_3A при 80°C або вищій температурі. При низьких водотвердих відношеннях і високій температурі пряме утворення C_3AH_6 може істотно підвищити міцність.

Залізовмісна фаза цементу гідратується в нормальних умовах з утворенням гексагональних і кубічних гідроалюмінатів кальцію, а також аморфного гідрофериту кальцію. Після автоклавної обробки алюмоферити кальцію утворюють кубічний гідроалюмінат, гідроксид кальцію і 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 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в рідкій фазі гідросульфоалюмінати трьох- 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 і 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 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ і 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 дегідратується, поки кількість води не складе $8\text{...}10$ H_2O , а потім розкладається з утворенням моносульфатної форми і гіпсу. Обидві форми гідросульфоалюмінату розкладаються також і при автоклавній

обробці (170...200° С) з утворенням C_3AH_6 та напівводного гіпсу або ангідриту. Щільність трисульфатної форми 1,73 г/см³, односульфатної – 1,95 г/см³.

Гідроферити кальцію подібно до гідроалюмінатів утворюють комплексні сполуки з гіпсом. Відомі гідросульфоферити кальцію $3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot (30-32)H_2O$ та $3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$.

Цементний камінь пронизаний порами розміром від 0,1 до 100 нм (рис. 1.2). Р. Кондо і М. Дайман запропонували наступну класифікацію пор: *макропори* (≥ 100 нм), *мезопори* (1,6...100 нм); *мікропори* та *гелеві пори* (0,6...1,6 нм); *міжкристалічні пори* ($< 0,6$ нм). Зазначені пори мають різне походження. Найменші є внутрішньокристалічні пори. Пори утворюються також між окремими кристалами і 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% і залежить в основному від водоцементного відношення (В/Ц). Середня питома поверхня гідратованих цементів становить 210...280 м²/кг, що свідчить про високу дисперсність гідратних продуктів і пористість структури.

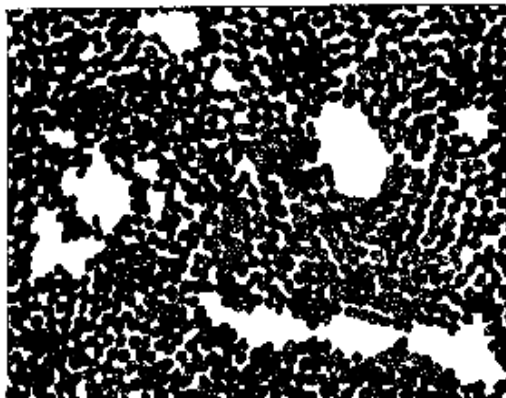


Рис. 1.2. Спрощена модель структури цементного каменю

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.

Водночас 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 через місяць. Для цементного каменю (В/Ц=0,5) після річного строку твердіння Х. Тейлор наводить наступний склад: непрореаговані клінкерні фази – 0,05; Са(ОН)₂ – 0,11; СаСО₃ – 0,01; гідросилікати 0,37; гідроалюмінатні та алюмоферитні утворення – 0,15; пори – 0,18.

За кількістю випаровуваної води може бути приблизно оцінена пористість цементного каменю. Об'єм пор в цементному камені, що відноситься до 1 г цементу (Π_{ц.к}) описується рівнянням:

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

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

Гелеву пористість можна розрахувати за формулою:

$$\Pi_z = \frac{0,19\alpha\rho_y}{1 + \rho_y B / Ц}, \quad (1.2)$$

де ρ_y – густина цементу.

Капілярна пористість цементного каменю:

$$\Pi_{\kappa} = \Pi_0 - \Pi_z = \frac{\rho_y (B / Ц - 0,42\alpha)}{1 + \rho_y B / Ц}. \quad (1.3)$$

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

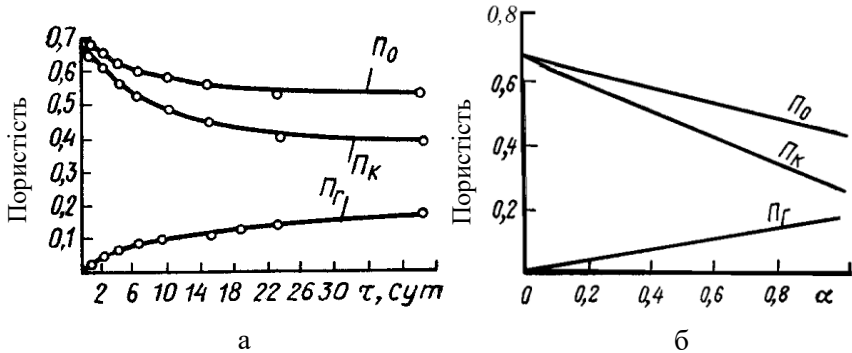


Рис. 1.3. Залежність загальної (Π_0), капілярної (Π_k) та гелевої (Π_g) пористості цементного каменю ($B/C=0,7$) від:
а – часу твердіння; б – ступеня гідратації цементу

Взаємодія цементу з водою супроводжується *контракцією* – зменшенням об'єму системи цемент-вода в порівнянні з об'ємом вихідних матеріалів.

Оскільки контракція йде інтенсивно, коли цементний камінь набуває певної міцності, збільшується пористість. При твердінні цементного каменю в умовах, що виключають випаровування води з пор або її поглинання, контракційний об'єм обчислюється за формулою:

$$\Pi_k = \frac{(0,06 \dots 0,09)\alpha}{B / C + 0,32} \quad (1.4)$$

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

З пористістю, складом і ступенем закристалізованості гідратів пов'язана міцність цементного каменю (рис. 1.4). Ще наприкінці 19-го століття Р Фере запропонував виражати залежність міцності цементного каменю від його відносної густини формулою:

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

де d – абсолютний об'єм цементу в одиниці об'єму цементного тіста;

n – показник ступеня, близький до 2;

A – емпіричний коефіцієнт.

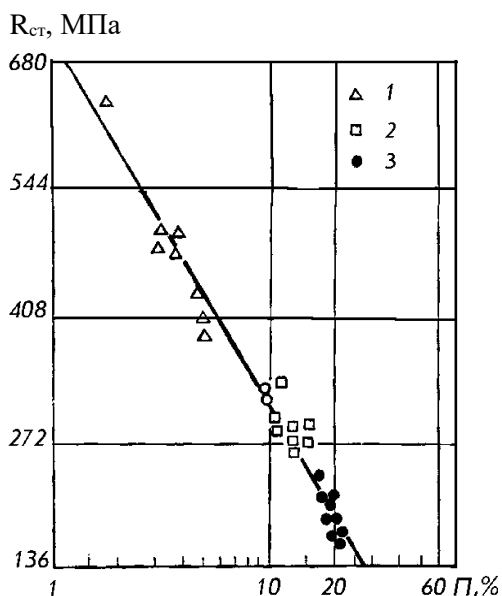


Рис. 1.4. Залежність міцності цементного каменю від його пористості: 1 – зразки гарячого пресування (за даними Роя); 2 – зразки, пресовані за нормальної температури; 3 – вібровані зразки

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

Найбільше на міцність цементного каменю впливають капілярні пори. За Т.К. Пауэрсом залежність між границею міцності на стиск і капілярною пористістю:

$$R = K(1 - P_k)^n, \quad (1.6)$$

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

Близькі до формули Пауерса залежності міцності цементного каменю від його густини або пористості запропоновані багатьма дослідниками.

1.2. Макроструктура бетону

Бетон можна представити як поєднання відносно безперервної структури цементного каменю з втопленими в нього заповнювачами різних розмірів і форми, 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, комірчасті – для крупнопористих бетонів, газо- та пінобетону.

За І.М. Грушко можна виділити три групи структур бетону залежно від ступеня розсування зерен заповнювачів (рис. 1.5).

Для структури з базальною цементациєю характерним є те, що зерна заповнювачів не утворюють контактів між собою і "плавають" у цементуючій масі. Властивості матеріалу при такій макроструктурі обумовлені переважно властивостями матриці. Заповнювачі, діючи як концентратори напружень, суттєво впливають на властивості конгломерату. У міру насичення

структури зернами заповнювача утворюється щільний каркас, склеєний тонким прошарком в'язучого. Таку структуру називають *поровою*. Вона сприятлива як з позицій витрат в'язучого, так і надання бетону покращених технічних властивостей. *Контактна* структура характеризується максимальним насиченням бетону заповнювачами, коли кількості в'язучого недостатньо для заповнення міжзернових пустот.

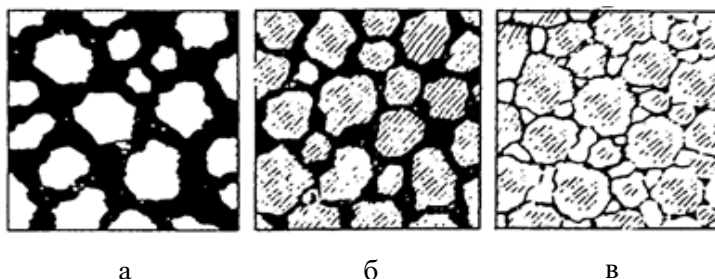


Рис. 1.5. Схеми макроструктур бетону:
а – з базальною цементациєю; б – порова; в – контактна

Основні властивості бетону залежать від зчеплення цементного каменю із заповнювачами. Взаємодія цементного каменю із заповнювачами може бути механічна, фізико-хімічна, хімічна та змішана. 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 щільного примикання цементного тіста до поверхні заповнювача необхідно, щоб ця поверхня була чистою та гідрофільною. Часткове "точкове" примикання цементного каменю до поверхні 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 і наступної контракції навколо зерен крупного заповнювача утворюються порожнечі і 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 підкладки, що полегшує утворення кристалічних зародків. Інтенсивність зародкоутворення визначається ступенем гідрофільності та адсорбційною здатністю поверхні - підкладки.

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

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

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

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

де δ – структурна густина 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 (об'ємна маса) і-того компонента бетонної суміші.

Крім пор важливими структурними елементами бетону, що визначають його фізико-механічні властивості, є *тріщини* – дефекти матеріалу, що мають внутрішні поверхні розділу. У реальному матеріалі завжди є велика кількість мікротріщин, що виникають за технологічними або експлуатаційними причинами, 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. 1.6).

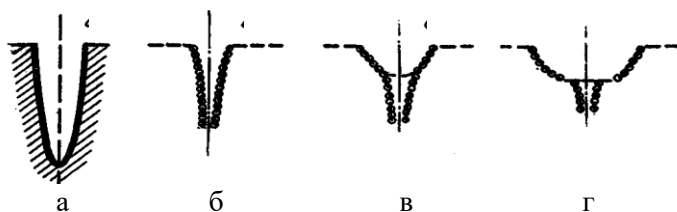


Рис. 1.6. Моделі тріщин:

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

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 запропонував формулу для визначення критичного напруження σ_k :

$$\sigma_k = \sqrt{\frac{2\alpha_n E}{L_0}}, \quad (1.9)$$

де E – модуль Юнга;

α_n – вільна поверхнева енергія твердого тіла;

L_0 – довжина початкової тріщини.

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 при введенні різних модифікаторів структури, оптимізації технологічних процесів.

У міру твердіння відбувається перехід від *коагуляційної структури* бетонної суміші до *кристалізаційної структури* затверділого бетону. Коагуляційна структура (рис. 1.7) виникає під дією молекулярних (ван-дер-ваальсових) сил зчеплення колоїдних частинок і більших структуроутворюючих елементів, зважених 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.

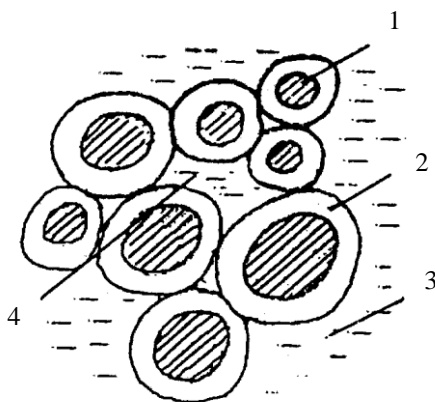


Рис. 1.7. Схема коагуляційної структури цементного тіста:
1 – частинка цементу; 2 – сольватна оболонка; 3 – вільна вода;
4 – "затиснена" ("нерухома") вода

Під час твердіння в бетоні зростає кількість кристалізаційних мікрозв'язків, які визначають його міцність і пружність.

1.3. Фізико-хімічні методи дослідження структури і складу бетону

До основних методів дослідження структури і складу бетону належать фізико-хімічні методи, до яких відносяться термічні, спектральні, рентгенографічні і мікроскопічні методи аналізу.

Термічні методи – це методи дослідження, засновані на тому, що внаслідок нагрівання речовини при певних температурах протікають фізичні та хімічні процеси, які супроводжуються виділенням або поглинанням теплоти.

До найбільш поширених методів термографії відносяться простий термічний аналіз (ТА), диференціально-термічний аналіз (ДТА), термогравіметрія (ТГ) та диференціальна термогравіметрія (ДТГ), які можуть бути використані одночасно або кожний окремо, а також в поєднанні з іншими фізико-хімічними методами досліджень.

При простому термічному методі результати досліджень зображають у вигляді графічної залежності зміни температури зразка t від часу його нагрівання τ . Якщо при постійній швидкості нагрівання в речовині не відбулось ніяких фазових перетворень або хімічних реакцій, тоді крива нагрівання має вигляд прямої з кутом нахилу α (рис. 1.8). У випадку протікання фізичних або хімічних процесів, які супроводжуються виділенням або поглинанням теплоти, прямолінійний хід кривої порушується (і вона відхиляється вгору або донизу), а по закінченню перетворень в зразку крива знову виходить на пряму лінію.

Виразність такого відхилення від лінійної залежності $t = f(\tau)$ або $T = f(\tau)$ залежить від величини теплових ефектів.

Диференціально-термічний аналіз дозволяє фіксувати ендо- та екзотермічні ефекти при нагріванні зразків.

Ендотермічні ефекти зумовлені хімічною зміною речовини при нагріванні (реакції дегідратації, декарбонізації тощо) або

хімічним розпадом речовин на більш прості тверді продукти (сполуки), що відбуваються без виділення газоподібної фази, або процесами поліморфних перетворень та плавлення речовини.

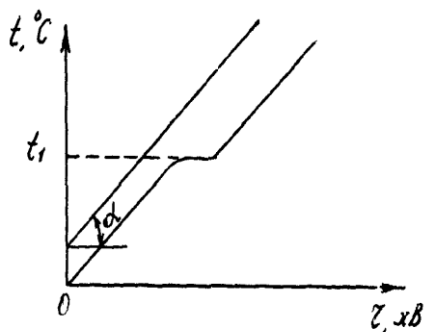


Рис. 1.8. Термограма ТА

Екзотермічні ефекти зумовлені: хімічними реакціями, що супроводжуються поглинанням речовиною газоподібної фази, наприклад, реакції окислення; процеси поліморфних перетворень, коли нестійка при даній температурі модифікація переходить у стійку; переходом з нестійкого аморфного стану в кристалічний (кристалізація гелів, скла, розплаву тощо).

Положення термічного ефекту на термограмі визначається температурними межами протікання відповідних реакцій початку a , максимуму b і кінця c . Форма піків залежить в основному від двох факторів: швидкості нагрівання печі і відповідно зразка (при повільному нагріванні піки отримуються широкими та округлими, а при швидкому навпаки - вузькими та гострими) і кількості досліджуваного матеріалу (якщо його мало, то піки мають більш загострену форму). Як правило, температуру ефекту встановлюють по екстремальній точці b – мінімуму або максимуму піка та початку процесу в точці a .

Таким чином, ДТА дозволяє встановити наявність або відсутність фазових перетворень в процесі нагрівання

досліджуваної речовини, фіксувати температурні межі хімічної реакції; контролювати швидкість хімічних та фізичних перетворень; визначати кількість речовини, що вступила в реакцію (рис. 1.9).

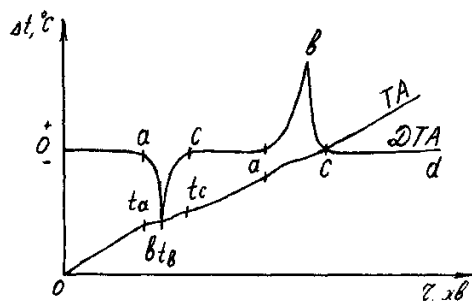


Рис. 1.9. Загальний вид кривих термічного (ТА) та диференційно-термічного аналізу (ДТА)

Для кількісного визначення величини теплових ефектів вираховують площу піка, визначають його глибину та ширину.

Для дослідженої проби цементного каменю (рис. 1.10) термографічна крива характеризується наявністю трьох основних ендотермічних ефектів з максимумами при $150 \div 180$, 505 та 755 °С.

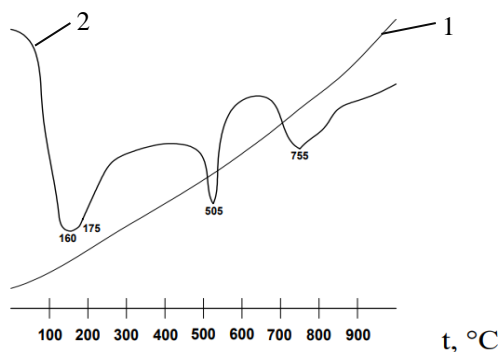


Рис. 1.10. Термограма цементного каменю:
1 – крива підйому температури; 2 – крива ДТА

При дослідженні бетонів і в'язучих речовин ДТА показує характерні ендотермічні реакції, що викликані зневодненням і руйнуванням кристалічної структури і екзотермічні реакції утворення нових фаз.

При нагріванні матеріалів може відбуватися зміна їх маси. Метод неперервної реєстрації зміни маси речовини при нагріванні називається *термогравіметричним аналізом (ТГ)*.

Крива ДТГ реєструє зміну маси речовини в залежності від часу або температури, тобто виражає швидкість зміни маси (швидкість протікання реакції).

Сучасні прилади для термографічного аналізу дають можливість одночасно автоматично записувати всі чотири криві ТА, ДТА, ТГ і ДТГ в області температур від -190°C до $+3000^{\circ}\text{C}$ з швидкістю нагріву від 0,1 до 300°C/хв , а їх вигляд приведено на рис. 1.11.

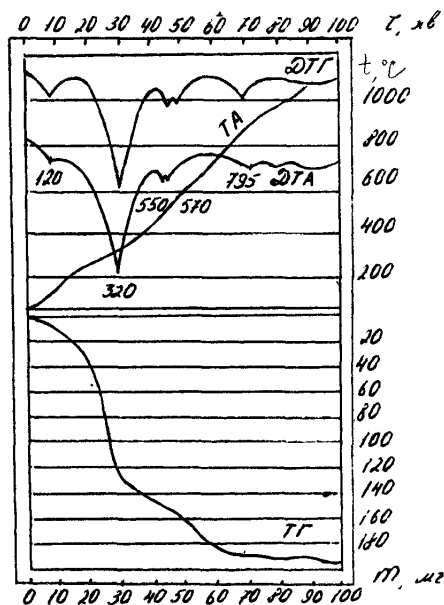


Рис. 1.11. Вигляд термограми із записом ТА, ДТА, ТГ і ДТГ

Рентгенографічний аналіз – один з найбільш поширених і універсальних методів аналізу. З його допомогою досліджують: якісний і кількісний мінералогічний і фазовий склад матеріалів (*рентгенфазовий аналіз*), тонку структуру кристалічних речовин – форму, розмір і тип елементарної комірки, симетрію кристалів, координати атомів у просторі (*рентгеноструктурний аналіз*), ступінь досконалості кристалів і наявність в них зональних напружень, розмір мозаїчних блоків в монокристалах, тип твердих розчинів, ступінь їх упорядкованості і границі розчинення, розмір і орієнтацію частинок в дисперсних системах, текстуру речовин і стан поверхневих шарів різних матеріалів, густину, коефіцієнт термічного розширення, внутрішні мікродфекти у виробках (дефектоскопія), поведінку речовин при низьких та високих температурах і тиску тощо.

Задача якісного рентгенфазового аналізу (ЯРА) полягає у ідентифікації кристалічних фаз мінералів, які містяться в досліджуваному матеріалі.

Аналіз заснований на тому, що кожна індивідуальна кристалічна сполука дає свою специфічну або індивідуальну рентгенограму з певним набором ліній (дифракційних максимумів) та їх інтенсивністю (рис. 1.12). Такі дані приведені в довідниковій літературі або окремих публікаціях.

Суть ЯРА зводиться до співставлення експериментально визначених значень міжплощинних відстаней d/n і відносних інтенсивності ліній I/I_0 із еталонними рентгенограмами. Якщо на одержаній при досліджуванні зразка рентгенограмі присутні дифракційні максимуми (рефлекси або лінії) із значеннями d/n і I/I_0 , характерними для сполуки, що визначається, то це означає, що вона присутня в досліджуваному матеріалі. Аналіз значно полегшується, коли відомо наближений хімічний або мінералогічний склад речовини.

Ідентифікація невідомих фаз після одержання рентгенограми починається із знаходження кутів θ , а далі відповідних їм величин міжплощинних відстаней d/n , а також відносних інтенсивностей ліній I/I_0 .

Значення d/n вираховують із точністю $\pm 0,01\text{\AA}$ для кутів $\theta < 60^\circ$ і $\pm 0,001\text{\AA}$ для $\theta > 60^\circ$. Відносна інтенсивність ліній I/I_0

оцінюється якісно або здебільше кількісно, наприклад, за десяти- або стобальною шкалою. Одержані результати зводяться в таблицю.

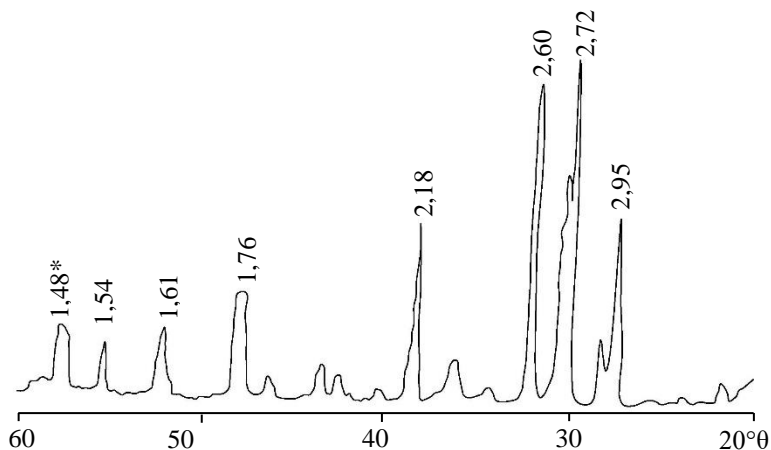


Рис. 1.12. Рентгенограма трикальцієвого силікату
(* – над аналітичними лініями вказані міжплощинні відстані (d) у 10^{-10} м)

Для аналізу вибирають найбільш інтенсивну лінію на рентгенограмі досліджуваного матеріалу, а при наявності кількох таких ліній із однаковою інтенсивністю беруть лінію із найменшим значенням d/n . За довідниковими даними еталонних речовин відбирають сполуку, яка має на рентгенівській характеристиці інтенсивну лінію із аналогічним значенням d/n . Потім вибирають на рентгенограмі досліджуваної речовини ще 2...3 інтенсивні лінії і у випадку їх співпадіння з однією із еталонних рентгенограм співставляють всі решта ліній. Якщо всі лінії еталонної рентгенограми відповідають певним лініям рентгенограми досліджуваного матеріалу, тоді першу сполуку (фазу) можна рахувати знайденою або ідентифікованою. Із ліній, що залишилися на рентгенограмі знову вибирають найбільш інтенсивну і всю операцію ідентифікації повторюють. Аналіз продовжується до тих пір, доки всі лінії рентгенограми

досліджуваного матеріалу не будуть віднесені до певних сполук, які вже визначатимуть фазовий склад даного досліджуваного матеріалу.

Розглянемо приклад ЯРА цементної сировинної суміші. Зйомка проводилась на дифрактометрі типу ДРОН-1,5. Одержана рентгенограма приведена на рис. 1.13, а в табл. 1.1 приведені результати розшифровки рентгенограми тобто визначення кутів θ , значень міжплосинних відстаней d/n і відносних інтенсивності ліній I/I_0 за столальною шкалою.

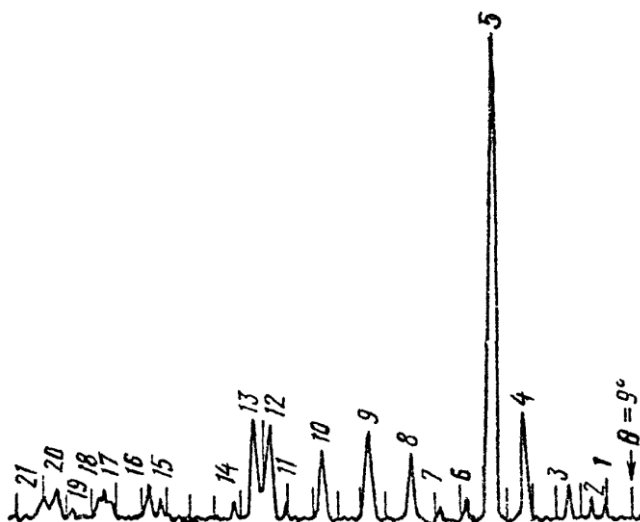


Рис. 1.13. Рентгенограма цементної сировинної суміші: цифри відповідають відповідним номерам ліній (табл. 1.1)

Найбільш інтенсивним на рентгенограмі є пік із $d/n = 3,04\text{\AA}$. Відомо, що досліджуваний матеріал належить до цементної сировинної суміші. Тому відбираємо еталонні рентгенограми мінералів, які зустрічаються в таких сумішах із максимальною інтенсивністю лінії із вказаним значенням $d/n = 3,04\text{\AA}$ (враховуючи можливе розходження в значеннях величини d/n в межах $\pm 1\%$). До таких мінералів, зокрема, відноситься CaCO_3 із найбільш інтенсивною лінією $d/n = 3,035\text{\AA}$.

Таблиця 1.1

Розшифровка рентгенограми цементної сировинної суміші

№ ліній	Кут, θ	$\frac{d}{n}$, Å	$\frac{I}{I_0}$	Фаза що ідентифікується (в дужках – інтенсивності на еталонних рентгенограмах)		
1	10°00'	4,44	1			Галуазит (с)
2	10°27'	4,25	3		Кварц (с)	
3	10°33'	3,85	10	Кальцит (ср.с)		
4	13°10'	3,35	20		Кварц (с)	
5	14°42'	3,04	100	Кальцит (о.с.)		
6	15°45'	2,84	2	Кальцит (о.сл.)		
7	16°42'	2,68	1			Галуазит (сл.)
8	18°00'	2,49	12	Кальцит (ср.)		
9	19°48'	2,28	18	Кальцит (с.)	Кварц (ср.)	
10	21°39'	2,09	14	Кальцит (с.)		
11	23°00'	1,97	1		Кварц (сл.)	
12	23°51'	1,93	18	Кальцит (с.)		Галуазит (сл.)
13	24°18'	1,87	18	Кальцит (с.)		
14	25°09'	1,81	2		Кварц (с.)	
15	28°27'	1,62	3	Кальцит (о.сл.)		
16	28°48'	1,60	5,5	Кальцит (ср.)		
17	30°30'	1,52	5	Кальцит (ср.)		
18	30°45'	1,51	4,5			Галуазит (о.с.)
19	31°42'	1,47	1		Кварц (сл.)	
20	32°25'	1,44	5	Кальцит (сл.)		
21	32°54'	1,42	4	Кальцит (о.сл.)		

Примітка: с. – сильна; о.с. – особливо сильна; ср. – середня; сл. – слабка; о.сл. – особливо слабка

Співставлення решти ліній кальциту еталонної рентгенограми із лініями на одержаній рентгенограмі із врахуванням їх відносних інтенсивності показує на їх повне співпадіння. Звідси можна зробити висновок, що однією із фаз

суміші є кальцит. Виключаємо його лінії із загального набору ліній на одержаній рентгенограмі. Із ліній, які залишились вибираємо найбільш інтенсивну з $d/n = 3,35\text{\AA}$, проводимо аналогічну операцію і знаходимо, що вона належить кварцу, оскільки інші лінії цієї сполуки на одержаній і еталонній рентгенограмах добре співпадають. Лінії, що залишились із відносно невеликою інтенсивністю характерні глинистому мінералу галузиту.

Таким чином аналізуєма сировинна суміш містить CaCO_3 , SiO_2 і глину, причому порівняння інтенсивності зазначених фаз дозволяє зробити висновок про переважний вміст у сировинній суміші CaCO_3 . На основі одержаних результатів можна стверджувати, що досліджували зразок сировинної суміші портландцементу.

Кількісний рентгенофазовий аналіз ґрунтується на залежності інтенсивності дифракційних максимумів від вмісту певної фази у складі матеріалу. Застосовується декілька методів кількісного рентгенофазового аналізу з яких найбільш поширеним є метод внутрішнього стандарту. Сутність методу полягає в тому, що до досліджуваного матеріалу підмішується певна кількість еталонної речовини.

Розроблені методи рентгенографічного аналізу при високих і низьких температурах, у вакуумі та під тиском.

Для досліджень бетону і окремих його складових широко застосовують *оптичну* і *електронну мікроскопію*.

За допомогою оптичного мікроскопа визначають структурні особливості матеріалів – форму і розміри мікрочлеників, тріщин і пор, розмір зерен, їх взаємне розташування, мікротвердість кристалів (рис. 1.14).



Рис. 1.14. Структура дрібнозернистого бетону

Користуючись оптичною мікроскопією можна встановити причини порушення технологічного процесу виробництва і зміну якості продукції, наприклад, встановити недовипал клінкеру, дисперсність цементу, рівномірність його перемішування з добавками, вивчити структуру бетону – рівномірність розподілу у ньому заповнювачів, пористість та ін.

Структуру досліджуваного зразка можна визначити, коли різні його частинки по різному поглинають і відбивають світло або відрізняються одна від одної (або від середовища) показниками заломлення світла. Такі властивості обумовлюють різницю амплітуд і фаз світлових хвиль, що пройшли через різні ділянки препарату, від чого, в свою чергу, залежить контрастність зображення. Тому методи спостереження, які використовують в мікроскопії, вибирають в залежності від характеру і властивостей досліджуваного зразка.

Дослідження матеріалів у прохідному світлі проводять на прозорих шліфах і на порошках з імерсійними рідинами. Визначають форму кристалічних розрізів, зафарбування кристалів, плеохроїзм (багатоколірність), спаяність, подвійне промінезаломлення, гасіння і оптичне напруження у кристалах та ін.

Для дослідження непрозорих об'єктів використовують метод світлового поля у відбитому світлі на полірованих шліфах.

При дослідженнях у відбитому світлі можна краще і з більшою об'єктивністю, ніж у прохідному світлі, вивчати кристалічну структуру матеріалів. Це зумовлено тим, що у полірованих шліфах розглядаються розрізи кристалів, які розміщені лише в одній площині, тоді як у прохідному світлі вивчається шар матеріалу завтовшки до 300 мкм, в якому кристали здебільше накладаються один на одній у зв'язку із чим виникають похибки у визначенні границь зерен.

У полірованих шліфах можна із більшою об'єктивністю характеризувати пористість матеріалу, оскільки при їх виготовленні не спостерігається забарвлення зерен, утворення тріщин та ін., що має місце при виготовленні прозорих шліфів. У полірованих шліфах чітко спостерігаються пори розміром 0,005...0,008 мм та більших.

Використовуючи поліровані шліфи, виготовлені за звичайною методикою можна визначати *мікротвердість* кристалів або зерен шляхом вдавлювання алмазної піраміди в кристали із розміром біля 100 мкм. Величина мікротвердості залежить від структури кристалу, типу і сили хімічних зв'язків між іонами, координаційних чисел, виду та кількості дефектів у ґратці та ін.

Для вивчення температурних перетворень матеріалів, визначення температур плавлення кристалічних і розм'якшення аморфних речовин, ідентифікації фаз, що утворюються при високих температурах застосовують високотемпературну мікроскопію. Розроблено також низькотемпературний мікроскоп, оснащений охолоджувальною камерою з використанням зріджених газів.

Електронна мікроскопія – метод досліджень мікроструктури речовини, матеріалів за допомогою електронного мікроскопа, який дозволяє розглядати частинки розміром до 3...5 Å. Електронний мікроскоп – єдиний прилад, який дозволяє безпосередньо спостерігати і вивчати найменші частинки речовини – атоми і молекули. Електронна мікроскопія використовується при дослідженні структури будівельних матеріалів на атомно-молекулярному рівні, у вивченні будови мінералів і гірських порід, гідратації і твердіння мінеральних в'язучих. Корисне збільшення електронних мікроскопів наближається до 300000 раз.

Джерелом електронів в електронному мікроскопі є шпилькоподібний або у вигляді голки катод з вольфраму, який розігрівається до температури порядку 2500° С. Термоемісійні електрони формуються в пучок і прискорюються електронною гарматою. Величина прискорюючого напруження визначає товщину об'єкта, яку можна "просвітити" електронним пучком.

Електронні мікроскопи поділяють на магнітні (електромагнітні і магнітостатичні), електростатичні і комбіновані. Магнітні (головним чином електромагнітні) мікроскопи складають порядку 95% від усіх, що використовуються в наш час.

За принципом дії і способом дослідження об'єктів розрізняють такі типи електронних мікроскопів: на просвічування, на відбивання, емісійні, растрові і тіневі. Найбільш поширені мікроскопи на просвічування, які мають високу роздільну здатність та універсальність.

За роздільною здатністю електронні мікроскопи розділяють на три класи: перший - роздільна здатність 8...15 Å, другий – 20...30 Å, третій – 50...150 Å. Для розширення діапазону досліджень деякі моделі електронних мікроскопів оснащені пристроями для нагрівання або охолодження об'єкту досліджень, для механічного впливу на зразок.

В електронній мікроскопії розрізняють прямі методи досліджень (на просвічування) і опосереднені (за допомогою реплік - відбитків із поверхні зразка). Прямі методи застосовують лише для тонкодисперсних матеріалів і тонких плівок. Мала товщина зразка необхідна для того, щоб досягнути прозорості його для електронів. Чим більша товщина і густина об'єкта, тим сильніше відхилення електронів, а зображення одержується лише за рахунок електронів, які пройшли об'єкт або відхилились під малим кутом.

Спектральний аналіз – метод аналізу матеріалів, оснований на вивченні їх спектрів, які підрозділяють на емісійний і поглинання (абсорбційний), а також комбінованого розсіювання світла.

Під *емісійним* або *атомним спектральним аналізом* розуміють метод дослідження елементного складу речовини за спектрами випромінювання його атомів. Атоми і молекули досліджуваної речовини можуть збуджуватись в електричній дузі або іскровим розрядом. Висока температура в джерелах світла приводить до розпаду молекул більшості речовин на атоми. Тому емісійний метод, як правило, є атомним аналізом. Випромінювання атомів всіх елементів, що містяться у пробі, розкладається в спектр за допомогою призми або дифракційної ґратки спектрального приладу і реєструється на фотографічній пластинці або фотоелектричним пристроєм. За окремими лініями в спектрі можна ідентифікувати елементи, які містяться у досліджуваній речовині (якісний спектральний аналіз), а за

відносними інтенсивностями спектральних ліній визначати концентрацію елемента у досліджуваному зразку (кількісний аналіз).

На рис. 1.15 приведена оптична схема спектрографа типу ИСП-30. Світло від джерела випромінювання 1 проходить через трьохлінзовий освітлювач, який складається із конденсорів 2, 3 і 4, ступеневий послаблювач 5, щілину 6 і попадає на дзеркальний колімаційний об'єктив 7, який відхиляє падаючі на нього промені на кут $2^{\circ}17'$. Паралельний пучок, який поширюється від дзеркального об'єктиву, попадає на призму 8, яка розкладає його в спектр. Кварцевий об'єктив 9 збирає промені у своїй фокальній площині. Дзеркало 10 повертає пучок світла на кут $48^{\circ}11'$. Площина емульсії фотопластинки співпадає із площиною спектру 10 і 11. Прилад дозволяє фотографувати емісійні спектри в області довжин хвиль від 200 до 600нм.

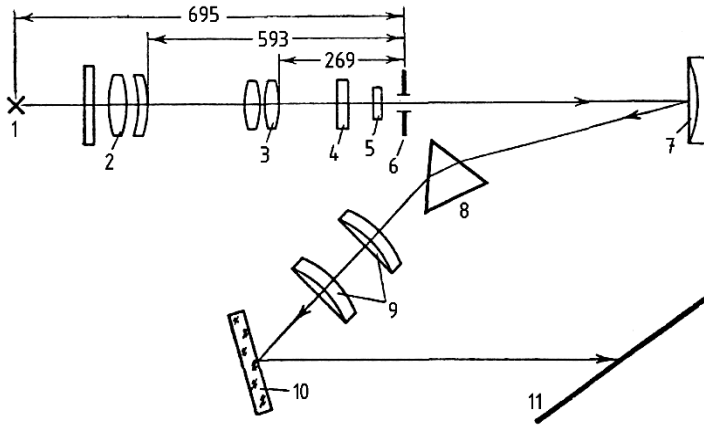


Рис. 1.15. Оптична схема спектрографа ИСП-30:

- 1 – джерело світла; 2, 3, 4 – конденсорні лінзи; 5 – ступеневий послаблювач; 6 – входна щілина; 7 – дзеркальний об'єктив;
- 8 – кварцова призма; 9 – кварцовий об'єктив; 10 – дзеркало;
- 11 – фотопластинка

Для розшифровки спектрограм використовують спектропроектори, вимірювальні мікроскопи, мікрофотометри із спеціальним пристроєм для вимірювання інтенсивності спектральних ліній при кількісному аналізі. При якісному аналізі визначають довжини хвиль виявлених спектральних ліній і порівнюють їх з атласами спектрів і таблицями спектральних ліній, які містять відповідно зображення спектрів елементів із зазначенням довжин хвиль спектральних ліній і довжини хвиль ліній спектрів різних елементів.

Характер поглинання світла речовиною залежить від молекулярного та атомного її складу, а ступінь поглинання від кількості поглинаючих атомів і молекул. Користуючись абсорбційним спектральним аналізом можна виконувати як якісне, так і кількісне визначення атомного і молекулярного складу речовини.

Метод інфрачервоної спектроскопії заснований на здатності хімічних речовин селективно поглинати промені в інфрачервоній області спектру (інтервал довжин хвиль від 0,75 до 300 мкм). ІЧ-спектри поглинання пов'язані із енергією коливань атомів в молекулах відносно один одного і енергією обертань молекул (рис. 1.16).

Для отримання кривих спектрального поглинання в інфрачервоній області використовуються інфрачервоний спектрограф з автоматичною реєстрацією результатів аналізу на фотопапері. Переваги ІЧ спектроскопії полягають в можливості безперервного спостереження за аморфними речовинами, що не фіксуються рентгенівським методом. Він застосовується для поглибленого вивчення механізму гідратаційного твердіння в'язучих речовин, експресного визначення змін хімічного і мінерального складу речовин та розв'язування інших різноманітних аналітичних задач.

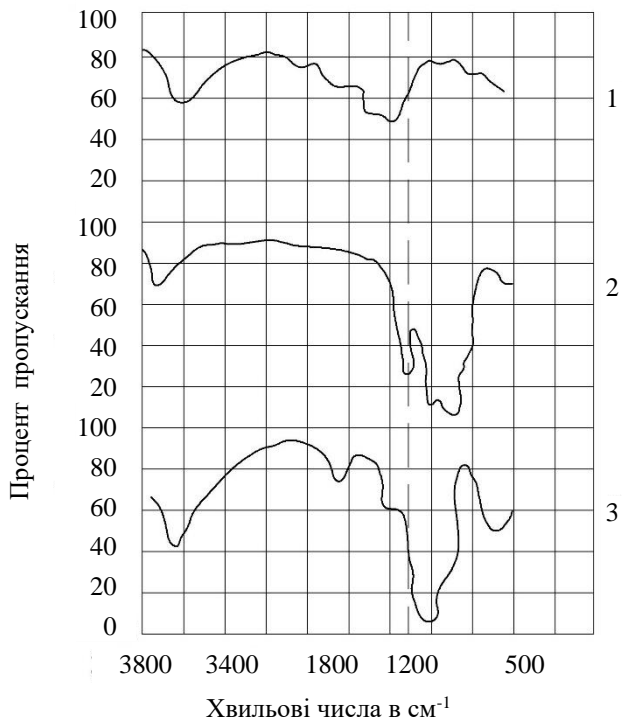


Рис. 1.16. Криві поглинання в інфрачервоній області спектру гіросилікатів кальцію:
 1 – гіроліт; 2 – ксонотліт; 3 – тоберморит

2. ВПЛИВ СТРУКТУРИ І СКЛАДУ БЕТОНУ НА ЙОГО ВЛАСТИВОСТІ

Властивості бетону характеризують особливості його фізичного стану і відношення до різних фізичних, хімічних і технологічних факторів.

Бетонна суміш. Бетонні суміші можна віднести до структурованих в'язких рідин. Найбільш суттєвими особливостями бетонних сумішей є здатності розріджуватися під впливом механічних впливів і змінювати свої властивості в часі в міру перетворення на штучний камінь – бетон.

Полідисперсність бетонної суміші обумовлює різний характер сил, що діють між твердими частинками, що входять до неї. При введенні в цементне тісто заповнювачів та підвищення дисперсності зерен розвиваються сили поверхневого натягу, що забезпечують зчеплення між частинками. Частинки колоїдних речовин взаємодіють між собою через сольватну оболонку води, що виникає на їх поверхні, адсорбційно пов'язаної з поверхнею твердої фази.

Структуровані водні оболонки надають бетонним сумішам зв'язність і полегшують ковзання частинок відносно одна одної.

Основна частина води в бетонній суміші знаходиться в міжзерновому просторі в механічно зв'язаному стані. Така вода робить основний вплив на рухливість бетонної суміші. У свіжоприготовленій бетонній суміші її кількість становить 93...95% маси всієї води, до кінця тужавлення цементу вона зменшується до 70...75% і відповідно зростає кількість фізико-хімічної, адсорбційної води.

При динамічному ущільненні бетонної суміші (вібрування або струшування) сили внутрішнього тертя значно зменшуються і суміш починає вести себе як в'язка важка рідина. Зовнішні сили сприяють руйнуванню флокул, взаємному переміщенню частинок, кращому розподілу води. При припиненні дії зовнішніх сил сили внутрішнього тертя та зчеплення відновлюються (*тиксотропія*). Більш вираженою тиксотропією володіють бетонні суміші на основі цементу з підвищеним вмістом алюмінатів і більшою тонкістю помелу. В основі сучасної

технології бетону лежить вібраційне розрідження бетонної суміші.

Реологічну модель бетонної суміші зазвичай описують рівнянням Шведова-Бінгама:

$$\tau = \tau_{cp} + \eta_m \frac{dV}{dx} \quad (2.1)$$

де τ_{cp} – граничне напруження зсуву;

η_m – пластична в'язкість системи із гранично зруйнованою структурою;

dV/dx – градієнт швидкості деформації зсуву.

Поведінку бетонних сумішей, що вібруються, приблизно можна описати рівнянням Ньютона:

$$\tau = \eta_m \frac{dV}{dx}. \quad (2.2)$$

До основних фізико-механічних властивостей бетонної суміші, що розглядається як пружньо-в'язко-пластичне тіло, відносяться: граничне напруження зсуву, що характеризує міцність структури, при перевищенні якої вона руйнується і суміш набуває властивості в'язкої рідини; в'язкість і миттєвий модуль пружності. Останній дозволяє оцінити пружні властивості бетонної суміші в момент застосування зовнішніх впливів.

Граничне напруження зсуву бетонної суміші можна оцінити шляхом безпосереднього виміру його величини за допомогою спеціальних приладів (рис. 2.1). Його можна знайти також за осадкою нормального конуса або через мінімально необхідну інтенсивність вібрування.

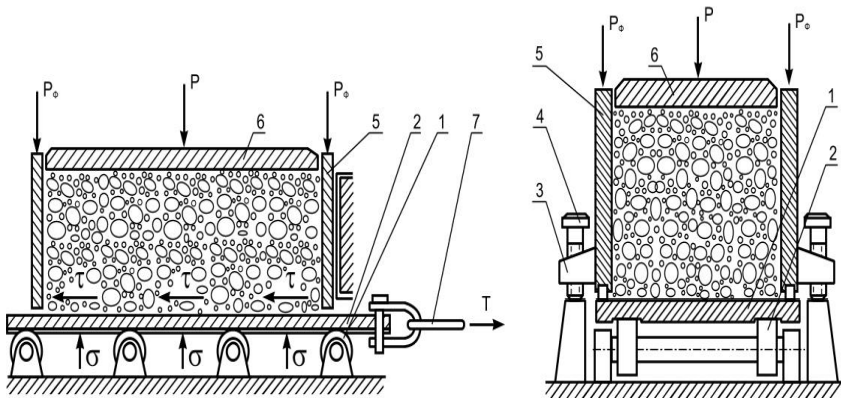


Рис. 2.1. Схема приладу для визначення граничного напруження зсуву:

- 1 – зсувна пластина; 2 – каткові опори; 3 – консоль;
- 4 – регулювальний гвинт; 5 – форма; 6 – привантаження;
- 7 – тяговий трос; P – тиск привантаження

Для цементного тіста та розчинових сумішей визначення граничного напруження зсуву відбувається за допомогою конічного пластоміру (рис. 2.2):

$$\tau_{сп} = kP / h^2, \quad (2.3)$$

де P – навантаження на конус в Н;

h – глибина занурення конуса в м;

k – коефіцієнт, що залежить від кута конуса при вершині.

Як основна характеристика бетонної суміші може бути прийнята її *структурна в'язкість*. Вона на відміну від в'язкості звичайної рідини, що змінюється лише від температури, залежить від структури суміші та швидкості зсуву (рис. 2.3).

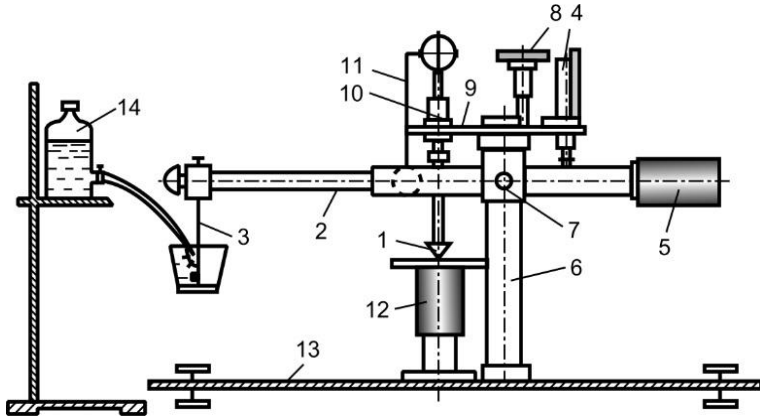


Рис. 2.2. Важільний конічний пластомір МДУ:

- 1 – металевий конус для занурення у цементне тісто;
- 2 – важіль; 3 – посудина для навантаження; 4 – індикатор для вимірювання глибини занурення конуса; 5 – противага;
- 6 – стійки; 7 – вісь обертання важеля; 8 – обмежувач обертання важеля; 9 – майданчик для зміцнення втулки;
- 10 – напрямна втулка; 11 – скоба для з'єднання штока конуса з важелем; 12 – підйомний столик; 13 – плита приладу;
- 14 – посудина для води

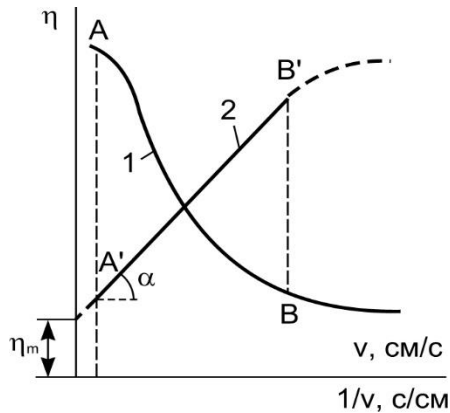


Рис. 2.3. Залежність структурної в'язкості бетонної суміші від:
1 – швидкості (v); 2 – величини $1/v$ зворотної швидкості коливань

Для визначення в'язкості дисперсних систем, що включають цементне тісто і цементно-піщані розчини, застосовують ротаційні прилади та прилади, засновані на текучості в'язкої рідини через капіляри різного перерізу. Найбільше застосування знайшли різні типи ротаційних віскозиметрів з коаксіальними циліндрами, що обертаються (рис. 2.4). Між циліндрами міститься досліджувана речовина і фіксується швидкість обертання циліндра N при певному вантажі P .

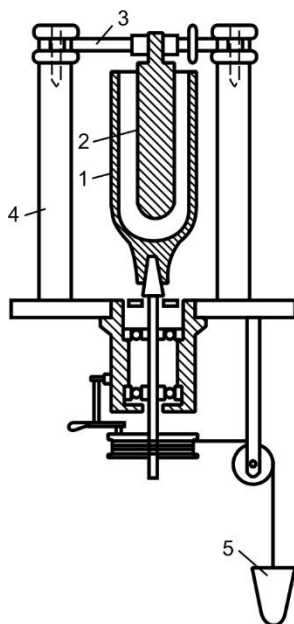


Рис. 2.4. Ротаційний віскозиметр:

- 1 – зовнішній циліндр; 2 – внутрішній циліндр; 3 – прорізи та штирі;
4 – майданчик приладу; 5 – вантаж, що падає

В'язкість досліджуваної речовини знаходять за формулою:

$$\eta = k \frac{P - P_0}{N}, \quad (2.4)$$

де P_0 – сила тертя підшипників приладу.

Найбільш простим методом визначення в'язкості цементних систем, що вібруються, є метод "спливаючої кулі", заснований на законі Стокса:

$$\eta = k(\rho_1 - \rho_2)\tau, \quad (2.5)$$

де k – константа приладу, що встановлюється градуванням за калібрувальною рідиною;

ρ_1 і ρ_2 – густина досліджуваної системи та кульки;

τ – час випливання кульки.

Для визначення структурної в'язкості бетонних сумішей найбільш поширені вібровіскозиметри різних конструкцій.

Формулу, що пов'язує реологічні властивості важкого бетону та цементного тіста, запропонував Т.К. Пауерс:

$$\eta / \eta_0 = e^{b \varphi_3}, \quad (2.6)$$

де η і η_0 – відповідно в'язкість бетонної суміші та цементного тіста,

φ_3 – концентрація заповнювача,

b – емпіричний коефіцієнт.

Пауерс, однак, не вказав як визначити коефіцієнт, що стоїть при об'ємній концентрації наповнювачів, і фактори, що впливають на нього.

Експериментальні дослідження дозволили подати рівняння в'язкості бетонної суміші у вигляді:

$$\eta = K_0 e^{\eta_{ц.м} \varphi_3}, \quad (2.7)$$

де $\eta_{ц.м}$ – в'язкість цементного тіста;

φ_3 – об'ємна концентрація заповнювача у цементному тесті;

K_0 – коефіцієнт пропорційності.

Зі зміною C/B до деякого $(C/B)_{кр}$ збільшення в'язкості компенсується збільшенням товщини плівки цементного тіста на зернах заповнювача, що сприяє формуванню певної області стабільності водопотреби бетонної суміші (рис. 2.5).

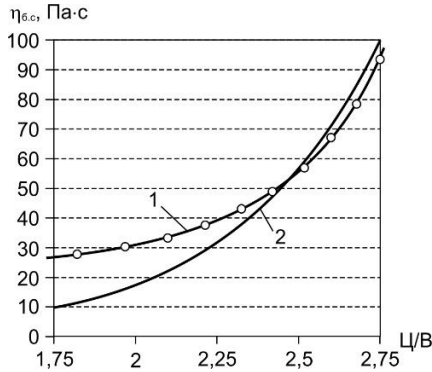


Рис. 2.5. Залежність в'язкості бетонної суміші від Ц/В:
1 – за рівнянням (2.7); 2 – за А.Е. Десовим

Разом зі складом бетонних сумішей на величину їх в'язкості в умовах вібрування впливають амплітудно-частотні характеристики коливань. Зі збільшенням амплітуди вібрування при постійній частоті в'язкість бетонних сумішей знижується, при цьому найбільш значний ефект зменшення структурної в'язкості характерний для сумішей з низькими В/Ц.

На розвиток і вдосконалення технологічного процесу виробництва бетонних сумішей, формування з них залізобетонних конструкцій впливають два ключові чинники: з одного боку, отримання міцного і довговічного бетону, з іншого – зниження трудових і енергетичних витрат при його виробництві. Протягом тривалого періоду ці два фактора залишались суперечливими, оскільки для отримання високоміцних, довговічних бетонів їх склади проектували з низьким значенням водоцементного відношення, на основі жорстких бетонних сумішей, які потребують підвищених енергетичних витрат як при перемішуванні, так і при укладанні і вібраційному ущільненні в формах. Останнє істотно підвищує трудомісткість технологічного процесу. У той же час, можливість отримання високорухомих бетонних сумішей забезпечувалася, в основному, за рахунок збільшення витрати води замішування що, в свою чергу призводить, до зниження міцності і довговічності бетону.

Ці протиріччя значною мірою були вирішені з розробкою ефективних пластифікаторів і суперпластифікаторів в середині 70-х років минулого століття. Їх застосування в складах бетону забезпечило можливість отримання високорухомих (литих) бетонних сумішей і бетонів з високими фізико-механічними і експлуатаційними характеристиками на рядових портландцементних і заповнювачах за рахунок двох основних ефектів: пластифікуючого і водоредукуючого [1; 2]. У той же час, поряд з очевидними перевагами в практиці отримання високорухомих бетонних сумішей мали місце і ряд недоліків. Так, більшість пластифікаторів сповільнювали тужавлення і твердіння бетонної суміші, особливо при високих вмістах. Суперпластифікатори першого-другого покоління не забезпечували необхідну збережувальність рухомості бетонних сумішей при транспортуванні до місця формування протягом 60...90 хвилин. При прокачуванні бетонних сумішей бетононасосами до місця укладання на відстань понад 200...250 м спостерігались випадки їх розшарування, що створювало неоднорідності в будівельних конструкціях.

З появою суперпластифікаторів третього покоління, застосуванням високодисперсних кремнеземомістких матеріалів техногенного походження, перш за все мікрокремнезему, в технології бетону стався потужний якісний стрибок. Оптимальне поєднання зазначених добавок-модифікаторів, а при необхідності суміщення з ними інших органічних і мінеральних матеріалів, дозволяє направлено керувати реологічними властивостями бетонних сумішей, модифікувати структуру цементного каменю на мікрорівні таким чином, щоб надати властивостей, які забезпечують високу експлуатаційну надійність бетонних конструкцій.

Необхідність реалізації в світовій практиці унікальних проектів (протяжні підвісні мости в Японії і Китаї, комплекси великих гідротехнічних і транспортних споруд в Нідерландах, бурові платформи в Норвегії, висотні будівлі і споруди в різних країнах) зумовила підвищення вимог до бетонів і бетонних сумішей: застосування литих сумішей у великому обсязі, забезпечення стійкості до розшарування в процесі їх

транспортування на великі відстані і формування, прискорений набір міцності в ранні строки твердіння.

В результаті проведених науково-дослідних робіт вченими Токійського університету в кінці 80-х років минулого століття був розроблений склад бетону, який був настільки рухомим, що не вимагав вібраційного ущільнення – *самоущільнюваний бетон* (SCC – self – compacting concrete). На початку 90-х років минулого століття ці бетони виробляли під такими торговими марками, як NVC (non – vibrated concrete) – Kajima Co., SQC (super quality concrete) – Maeda Co., The Biocrete of Taisei Co.

Створення самоущільнюваного бетону (СУБ), перш за все, пов'язано з розробкою японськими вченими і впровадженням в практику нового покоління суперпластифікаторів на основі поліакрилатів і полікарбоксилатів. Значний внесок у розвиток суперпластифікаторів нового покоління і бетонів на їх основі зробили італійські вчені наукової школи Маріо Коллепарді.

Під самоущільнюваними розуміють бетонні суміші, здатні укладатися в форму чи опалубку без вібрації, під впливом власної ваги, рівномірно розподілятися по усьому об'ємі при збереженні однорідності навіть при наявності густо розташованої арматури, а також самостійно звільнитися від повітря, що в них міститься. Визначальними особливостями таких сумішей є їх висока легкоукладальність, що поєднує дві протилежні за своєю природою характеристики: низьке граничне напруження зсуву, що зумовлює високу текучість суміші, і підвищену в'язкість, яка забезпечує стабільність і зв'язність суміші. Максимальне напруження зсуву СУБ (менше 60 Па) є значно меншим, ніж у звичайного бетону (100...1000 Па), в той же час пластична в'язкість практично однакова (20...200 Па·с). Вирішення цієї компромісної задачі забезпечує:

- здатність при високій текучості повністю заповнювати всі порожнини в опалубці під дією власної ваги (filling ability);
- здатність до подолання перешкод (passing ability) – у вигляді вузьких перерізів опалубки і формувальної оснастки, проміжків між стержнями арматури без розшарування або блокування крупного заповнювача;
- опір сегрегації (resistance to segregation) – здатність

залишатися однорідними за складом без розшарування при транспортуванні і формуванні.

Здатність до заповнення різних порожнин забезпечується підвищеною деформативністю цементної пасти, що досягається застосуванням ефективних суперпластифікаторів, оптимальним водов'язучим відношенням, використанням мінеральних добавок з безперервною гранулометриєю. При цьому дисперсні частинки розміром менше 90 мкм в кількості 500...600 кг/м³ забезпечують стійкість бетонної суміші до розшарування.

Для підвищення здатності бетонної суміші долати перешкоди необхідно, перш за все, оптимізувати гранулометричний склад заповнювачів, зменшити витрату крупного і збільшити відповідно витрати дрібного заповнювача, обмежити максимальний розмір зерен крупного заповнювача і збільшити вміст цементної пасти, забезпечуючи тим самим обмазку зерен для зниження тертя.

Залежно від властивостей прийнята класифікація самоущільнюваних бетонних сумішей (табл. 2.1, 2.2).

Таблиця 2.1

Класи СУБ за розпливом конуса

Клас	Діаметр розпливу конуса, мм	Область застосування
SF1	550...650	Неармовані або малоармовані бетонні конструкції – плити перекриттів, трубопроводи, облицювання тунелів, фундаментів.
SF2	660...750	Більшість звичайних споруд – колони, стіни.
SF3	760...850	Вертикальні елементи, густоармовані конструкції складних форм, торкретування.

Таблиця 2.2

Класи СУБ по в'язкості, схильності до закупорювання і стабільності до седиментації

Класи	Визначальна властивість	Нормоване значення	Примітка
За в'язкістю VS 1 VS 2	Час розтікання бетонної суміші до діаметра 500 мм, с t_{500} (EN 12350-8)	До 2,0 від 2,0	Класифікація не дійсна для бетону з $D_{max}>40$ мм
VF 1 VF 2	Тривалість витікання бетонної суміші з воронки, с t_v , (EN 12350-9)	До 9,0 від 9,0 до 25,0	Класифікація не дійсна для бетону з $D_{max}>22,4$ мм
За схильністю до закупорювання PL 1 PL 2	Текучість бетонної суміші в L-подібному коробі (EN 12350-10)	Від 0,80 від 0,80	З 2-ма арматурними стержнями; з 3-ма арматурними стержнями
PS ₁ PS ₂	Прохідність PS блокуючого кільця, мм (EN 12350-12)	До 10 До 10	З 12 арматурними стержнями З 16 арматурними стержнями (Класифікація не дійсна для бетону з $D_{max}>40$ мм)
За стабільністю до седиментації SR1 SR2	Розшарування, % (EN 12350-11)	Від 20 Від 15	Класифікація не дійсна для бетону з $D_{max}>40$ мм

Для отримання максимального розпливу конуса бажано використовувати щебінь фракції 3...8 см.

Бетон. Основною характеристикою бетону є міцність. *Міцність бетону* характеризується граничним напруженням, при якому він руйнується. Руйнування бетону обумовлено зародженням, формуванням і поширенням мікротріщин. При стиску утворення тріщин відповідає навантаженню, рівному 50...60% від руйнівного, при розтягуванні – близько 80%. Внаслідок утворення мікротріщин відбувається перерозподіл напружень в структурі бетону, що сприяє подальшій їх концентрації і прискоренню процесу руйнування.

При руйнуванні бетону досягають граничних значень його деформації. Міцність при стиску визначається граничною розтяжністю бетону в напрямку нормальному до дії сили, а міцність на розтяг – в напрямку дії сили.

З позицій вирішення технологічних задач найбільш перспективні структурні теорії міцності, що базуються на структурних моделях бетону (рис. 2.6).

Формулу міцності бетону при стиску (R_{σ}) в загальному вигляді можна представити рівнянням:

$$R_{\sigma} = \sigma_{\text{м}} \overline{F_{\text{м}}} + \sigma_{\text{з}} \overline{F_{\text{з}}}, \quad (2.8)$$

де $\sigma_{\text{м}}$ і $\sigma_{\text{з}}$ – середні напруження в елементах структурної моделі (матриці і заповнювача) в момент руйнування бетону;

$\overline{F_{\text{м}}}$ і $\overline{F_{\text{з}}}$ – відносні площі структурних елементів (матриці і заповнювача) в поперечному перерізі бетону.

Р. Фере, ґрунтуючись на структурних уявленнях, вперше запропонував залежність міцності бетону від параметра, пропорційного відносній густині цементного каменю:

$$R_{\sigma} = k \left(\frac{V_{\text{ц}}}{V_{\text{ц}} + V_{\text{в}} + V_{\text{пов}}} \right)^2, \quad (2.9)$$

де $V_{\text{ц}}$, $V_{\text{в}}$, $V_{\text{пов}}$ – абсолютні об'єми цементу, води і повітря;

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

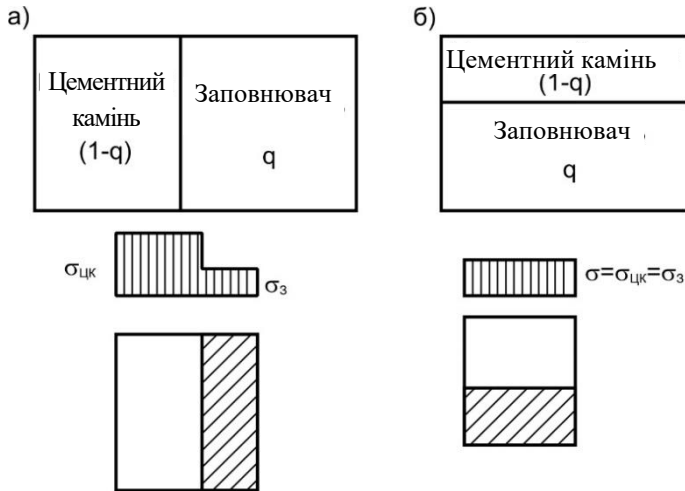


Рис. 2.6. Схема будови бетону (за Гансеном): а – легкого; б – важкого
 $\sigma_{ц.к}$ – напруження, які розвиваються в цементному камені при навантаженні бетону, $\sigma_з$ – напруження, які розвиваються в заповнювачі

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

$$X = \frac{k_2 V_{n.ц} \alpha}{V_{n.ц} \alpha + B / Ц}, \quad (2.10)$$

де $k_2 = 2,09 \dots 2,2$ – коефіцієнт збільшення об'єму продуктів гідратації;

$B/Ц$ – водоцементне відношення;

$V_{n.ц}$ – питомий об'єм цементу ($V_{п.ц} = 1/\rho_{ц} = 0,319 \text{ см}^3/\text{г}$), величина обернена густині цементу;

α – частина цементу, яка пройшла гідратацію (ступінь гідратації).

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

$$R_{ц.к} = AX^n, \quad (2.11)$$

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

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

Близькі до критерію Пауерса критерії міцності цементного каменю були потім запропоновані в ряді інших робіт.

Розрахункове визначення складу бетону із заданою міцністю стало можливим після встановлення Д. Абрамсом у 1919 р закону (*правила*) водоцементного відношення. Відповідно до цього закону міцність бетону, виготовленого на одних і тих самих вихідних матеріалах, не залежить від складу бетону і визначається тільки водоцементним відношенням. Обробивши результати більш ніж 50 тисяч випробувань, Д. Абрамс запропонував емпіричну формулу:

$$R_{\sigma} = \frac{k}{A^x}, \quad (2.12)$$

де k – коефіцієнт міцності,

A – сталий коефіцієнт,

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

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

$$R_{\sigma} = \frac{R_u}{A(B/C)^n}, \quad (2.13)$$

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

R_u – активність цементу.

Практика розрахунку складів бетону із заданою міцністю пройшла певну еволюцію від використання формул Абрамса, Беляєва, Графа, що встановлюють її однозначний зв'язок з В/Ц (рис. 2.7), до формул Болоемя, Яшвілі, Скрамтаєва, Баженова, що пропонують залежність міцності від Ц/В (рис. 2.8).

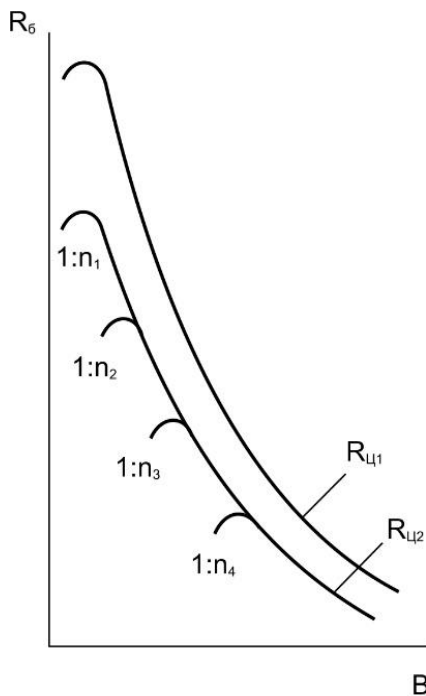


Рис. 2.7. Залежність міцності бетону від В/Ц та $R_{Ц}$:
 $1:n_i$ – відношення маси цементу до маси заповнювача; $R_{Ц1} > R_{Ц2}$

Боломеєм було зазначено, що при $Ц/В=0,9...2,5$ дійсна розрахункова формула (2.14), що справедлива в області $Ц/В=0,9...2,5$:

$$R_{\bar{g}} = (Ц / В - 0.5)k, \quad (2.14)$$

Для загального випадку Болоней запропонував нелінійний варіант формули міцності:

$$R_{\sigma} = \left[\left(\frac{\rho_{\sigma,c}}{2.35} \right)^2 - C/B \right]^y \frac{k}{2}, \quad (2.15)$$

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

y – коефіцієнт, що залежить від виду цементу і змінюється в межах 1,2...2,0;

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

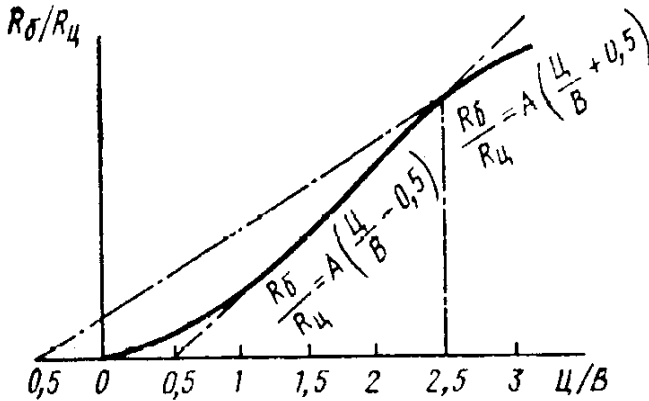


Рис. 2.8. Залежність міцності бетону від Ц/В

Ю.М. Баженов запропонував загальну нелінійну функцію $R_{\sigma}=f(C/B)$, (рис. 2.8) замінити лінійними залежностями:

$$R_{\sigma} = AR_{ч}(C/B - 0.5), \text{ при } C/B \leq 2.5; \quad (2.16)$$

$$R_{\sigma} = A_1R_{ч}(C/B + 0.5), \text{ при } C/B > 2.5. \quad (2.17)$$

Найбільш широко в практиці прогнозування міцності і проектування складів використовують формулу (2.16), де A – коефіцієнт, що уточнюється залежно від якості заповнювачів (табл. 2.3).

Таблиця 2.3
Значення коефіцієнта A (за В.П. Сізовим)

Вид заповнювача	Вміст глини, пилу і мулу в щебені (гравій) і піску, %	Значення коефіцієнта A для бетону на		
		щебені	гравію гірському	гравію річковому і морському
Щебінь (гравій) пісок	0 0	0,64	0,6	0,57
Щебінь (гравій) пісок	0 3	0,61	0,56	0,53
Щебінь (гравій) пісок	1 3	0,58	0,53	0,5
Щебінь (гравій) пісок	2 3	0,55	0,5	0,47
Щебінь (гравій) пісок	2 5	0,52	0,47	0,44

Величина показника міцності залежить від характеру прикладених зусиль. Головний параметр міцності бетону – міцність при стиску пов'язаний кореляційними залежностями з міцністю на розтяг, зріз, сколювання та ін. (табл. 2.4).

Основний стандартний показник міцності бетону при стиску – т.зв. *кубикова міцність* (R_b) враховується при проектуванні складів бетонних сумішей і поточному виробничому контролі.

Міцність бетону на стиск в конструкціях моделюється *призмовою міцністю* ($R_{пр}$), яка враховується в конструктивних розрахунках і пропорційна кубиковій. На підставі дослідних даних встановлено, що для важких і легких бетонів призмova міцність коливається від $0,78R_b$ для бетонів високих класів до $0,83R_b$ для бетонів низьких класів.

Таблиця 2.4

Деякі розрахункові формули властивостей бетону, однозначно зв'язаних з міцністю при стиску

№	Нормована властивість бетону	Розрахункова формула
1	Міцність бетону на розтяг при згині, $R_{p,z}$	$R_{p,z} = 0.08(10 R_{\bar{\sigma}})^{2/3}$
2	Міцність бетону на розтяг при розколюванні, $R_{p,p}$	$R_{p,p} = 0.055(10 R_{\bar{\sigma}})^{2/3}$
3	Міцність бетону при осьовому розтягу, $R_{o,p}$	$R_{o,p} = 0.046(10 R_{\bar{\sigma}})^{2/3}$
4	Міцність бетону при зрізі, R_{zp}	$R_{zp} = 0.093(10 R_{\bar{\sigma}})^{2/3}$
5	Міцність бетону при сколюванні, $R_{ск}$	$R_{ск} = 0.162(10 R_{\bar{\sigma}})^{2/3}$

Примітки: 1. Показники міцності наведені в МПа. 2. Залежності, наведені в табл. 2.4, є усередненими.

Залежність міцності бетону від Ц/В суворо дотримується лише за інших “рівних умов”. Багато досліджень показали вплив на міцність поряд із Ц/В легкоукладальності бетонної суміші, об’ємної концентрації цементного каменю і ряду інших факторів.

Запропоновано коефіцієнт А у формулах (2.16 і 2.17) знаходити як добуток коефіцієнтів, що враховують вплив макро-, мезо- і мікроструктури на міцність бетону. Останні в свою чергу залежать від режиму тверднення, мінералогічного складу цементу і добавок, властивостей і кількості щебеню в суміші.

При багаторазових високочастотних (вібраційних) навантаженнях зменшуються в’язкі зв’язки, підвищується температура в мікрооб’ємах бетону, що сприяє тріщиноутворенню. Здатність бетону чинити опір втомлюванісному руйнуванню характеризує його *витривалість* (рис. 2.9).

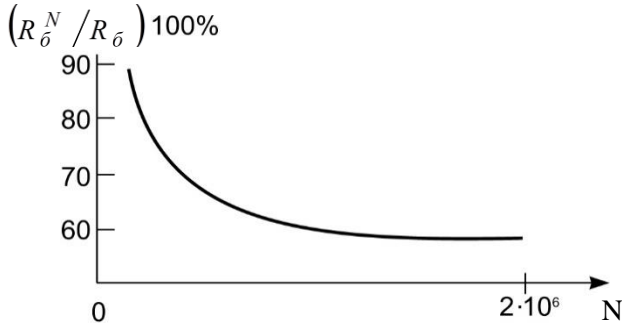


Рис. 2.9. Схема залежності відносної границі витривалості бетону від кількості циклів навантаження N : R_{σ}^N , R_{σ} – відповідно міцність бетону через N циклів та початкова міцність

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

Поряд з багаторазово повторюваним навантаженням у певних умовах бетон може зазнавати однократного динамічного навантаження. Воно викликається вибуховим, ударним та деякими іншими навантаженнями.

Головним показником, який визначає поведінку бетону при динамічному навантаженні, служить *коефіцієнт динамічного зміцнення* $K_{d.z.}$, тобто відношення міцності бетону при динамічному навантаженні до його статичної міцності. Динамічна міцність бетону особливо чутлива до наявності дефектів і мікротріщин у бетоні і, насамперед, у контактній зоні.

Для легких бетонів міцність (R_{σ}) у загальному випадку пов'язана з густиною (ρ_{σ}) залежністю:

$$R_{\bar{\sigma}} = A\rho_{\bar{\sigma}}^n, \quad (2.18)$$

де A і n – коефіцієнти, що залежать від міцності пористого заповнювача, витрати і активності цементу.

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

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

$$R_{\bar{\sigma}} = R_p(1 - \varphi) + R_k\varphi, \quad (2.19)$$

де R_p – міцність розчинової складової;

R_k – міцність крупного пористого заповнювача (керамзиту);

φ – об'ємна концентрація крупного заповнювача.

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

$$R_{\bar{\sigma}} = E_{\bar{\sigma}}\varepsilon_c = \frac{1}{\mu} E_{\bar{\sigma}}\varepsilon_p, \quad (2.20)$$

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

ε_c – гранична стискуваність заповнювача;

ε_p – гранична розтягуваність заповнювача;

μ – коефіцієнт Пуасона.

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

$$R_{\bar{\sigma}} = R_p \left[1 + \left(\frac{E_3}{E_p - 1} \right) \varphi \right], \quad (2.21)$$

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

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

$$R_{\delta} = R_3 \left[1 + \left(\frac{E_p}{E_3} - 1 \right) (1 - \varphi) \right], \quad (2.22)$$

де R_3 – міцність заповнювача.

При проектуванні складів важких і легких бетонів з мінеральними та повітрявтягуючими добавками у формулах міцності може використовуватися «приведене» Ц/В:

$$(C/B)_{np} = \frac{C + K_{ц.е} D}{B + P_3 V_3 + V_{нв}}, \quad (2.23)$$

де D – вміст мінеральної добавки;

P_3 – пористість заповнювача;

V_3 – об'єм пористого заповнювача;

$V_{нв}$ – об'єм втягнутого повітря;

$K_{ц.е}$ – коефіцієнт «цементуючої ефективності» (цементний еквівалент) мінеральної добавки.

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

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

$$R_n = R_{28} \frac{\lg n}{\lg 28}. \quad (2.24)$$

Для розрахунків зміни міцності бетону в часі бажане використання узагальнених емпіричних коефіцієнтів, диференційованих для різних цементів (табл. 2.5).

Таблиця 2.5

Коефіцієнти наростання міцності бетону на різних цементах

Вид цементу	Коефіцієнт міцності бетону у віці, діб			
	7	28	90	180
Портландцементи:				
Алітові	0.65...0.75	1.0	1.10...1.25	1.30...1.40
Звичайні	0.60...0.70	1.0	1.15...1.35	1.30...1.50
Белітові	0.55...0.65	1.0	1.30...1.40	1.45...1.60
Шлакопортланд-цементи на:				
кислих шлаках	0.40...0.50	1.00	1.40...1.65	1.60...2.00
основних шлаках	0.40...0.50	1.00	1.35...1.65	1.55...1.90
Пуцоланові портландцементи:				
з добавкою туфу	0.50...0.60	1.00	1.45...1.75	1.55...1.90
з добавкою опоки	0.50...0.60	1.00	1.25...1.55	1.40...1.65

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

Зі зниженням температури і особливо наближенням її до 0° С твердіння бетону різко сповільнюється, що особливо суттєво позначається в ранньому віці.

Задача будь-якого способу зимового бетонування полягає в запобіганні замерзанню бетону до набуття ним критичної міцності, яка забезпечує необхідний опір тиску льоду. Твердіння бетону протягом необхідного терміну до заморожування забезпечується за рахунок використання власної екзотермії і при додатковій подачі тепла ззовні. Часто обидва напрямки комбінуються для досягнення необхідного ефекту.

На збереження і використання екзотермії бетону спрямований *спосіб термосу*, тобто твердіння бетону в умовах теплової ізоляції, найбільш ефективний при бетонуванні масивів і підземних споруд.

Ефективним способом забезпечення твердіння бетону при від'ємних температурах є введення хімічних добавок – електролітів (табл. 2.6).

Таблиця 2.6

Наростання міцності бетону на портландцементі з протиморозними добавками

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

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

Підвищення температури при твердінні прискорює хімічні реакції гідратації, що позитивно впливає на ріст міцності бетону. Різде прискорення процесів твердіння бетонів настає при температурах 70...95° С і особливо при 170...200° С (рис. 2.10). Однак, при нестачі 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 став основою розробки і широкого застосування в технології залізобетонних конструкцій *тепловологісної обробки*. Бетон нагрівають за допомогою пари, електроенергії, інфрачервоних променів та ін. При температурах

більших 100° С тепловолгісну обробку ведуть в автоклавах і спеціальних герметичних формах.

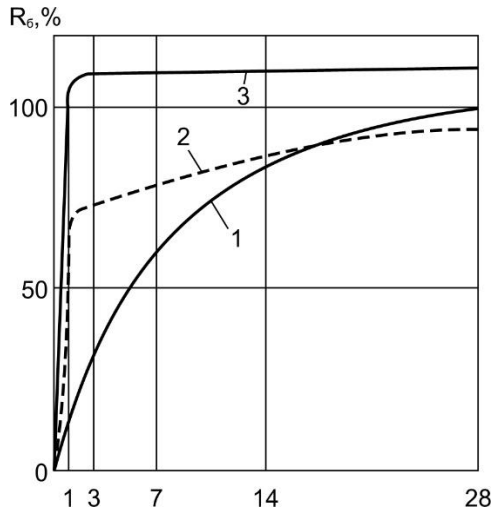


Рис. 2.10. Зростання міцності бетону в часі:

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

При проектуванні бетонних і залізобетонних конструкцій залежно від їхнього призначення встановлюють *класи бетону* за міцністю на стиск (C), осьовий розтяг (C_t) і розтяг при згині ($C_{тв}$). Під класом бетону за міцністю розуміють нормативну кубикову міцність R_6^H , МПа, що задається із забезпеченістю 0,95 і визначається за формулою:

$$R_6^H = \bar{R}(1 - 1,64C_v), \quad (2.25)$$

де C_v – коефіцієнт варіації міцності бетону;

\bar{R} – середнє значення міцності, отримане при випробуванні зразків-кубів з ребром 150 мм.

При переході від класу бетону до його середньої міцності при нормативному коефіцієнті варіації 13,5% (0,135) можна використовувати формулу:

$$\bar{R} = C / 0,778. \quad (2.26)$$

де C – клас бетону за міцністю.

Коефіцієнт варіації міцності знаходять за формулою:

$$C_V = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(R_i - R_m)^2}{n-1}}}{R_m}, \quad (2.27)$$

де R_i – фактична міцність бетону, за результатами випробування контрольних зразків;

R_m – середньоарифметична міцність бетону всіх серій контрольних зразків одного віку за аналізований період;

n – кількість серій контрольних зразків.

За останні десятиліття в технології як конструкційних, так і спеціальних бетонів все ширше застосовують *високоміцні бетони нового покоління* (High Performance Concrete – HPC) [19]. Ці бетони отримують на основі бетонних сумішей високої рухомості, що забезпечують високу міцність, як в проектному, так і в ранньому віці, та характеризується стабільністю об'єму, низькою стисливістю, високою непроникністю, хімічною стійкістю, морозостійкістю, бактерицидністю, фунгіцидністю і іншими характеристиками, які відповідають національним і міжнародним стандартам. В даний час активно впроваджується технологія різних різновидів HPC – самоущільнюючих бетонів (Self Compacted Concrete – SCC), реакційно-порошкових бетонів (Reactive Powder Concrete – RPC), високоміцних фібробетонів (High Performance Fiber Reinforced Concrete) і ін. Створення таких бетонів з комплексом унікальних властивостей стало можливим завдяки прогресивним технологічним рішенням і, в першу чергу, використанню сучасних органічних та мінеральних добавок, до складу яких входять суперпластифікатори, високоактивні мінеральні та інші добавки.

До нашого часу немає єдиного визначення для бетонів, які можна віднести до високоміцних. Умовна межа між бетонами рядової і високої міцності змінюється в міру розвитку технології бетону. У 50-х роках минулого сторіччя до високоміцних відносили бетони класів С25...С40 (М300...М500), у 60-х вище С50...С60. В даний час до високоміцних бетонів (High Strength Concrete) відносять, звичайно, бетони з міцністю при стиску в 28-добовому віці 70...150 МПа. Євростандарт EN206 передбачає можливість виготовлення і застосування бетонів включаючи клас С115. Завдяки, в першу чергу, застосуванню ефективних суперпластифікаторів і мікрокремнеземистих добавок, освоєна промислова технологія виробництва бетонів з міцністю, що знаходиться в зазначеному діапазоні, розроблені відповідні норми. Такі бетони все ширше застосовують для несучих конструкцій монолітних каркасів висотних будинків, мостів, морських платформ, віброгідропресованих труб. В лабораторних умовах отримані бетони міцністю до 200 МПа і вище.

Досягнення високої міцності важкого бетону можливе шляхом підвищення щільності і міцності цементного каменю (когезійний фактор) і міцності контактної зони (адгезійний фактор).

Розвиток бетонознавства наприкінці ХХ на початку ХХІ ст. дозволив визначити основні шляхи отримання високоміцних швидкотверднучих бетонів. Їх можна розташувати в наступному порядку:

1. Застосування високоміцних швидкотверднучих цементів (ВШТЦ) та високоякісних заповнювачів;
2. Зниження V/C перш за все за рахунок введення в бетонну суміш ефективних пластифікуючих добавок;
3. Регулювання процесів гідратації і структуроутворення бетону за рахунок комплексу ефективних технологічних рішень і в першу чергу високоактивних мінеральних добавок.

Ефективним різновидом високоміцних бетонів є розроблений у Франції у 90-х роках ХХ ст. *реакційно-порошковий бетон*. Для РПБ разом з високою міцністю характерний також високий показник тріщиностійкості, що характеризується співвідношенням міцності при стиску до міцності при згині.

Такий показник для РПБ знаходиться у межах від 3,5 до 5, тоді як для традиційних високоміцних бетонів – 8...10. Поєднання надвисокої міцності та високої деформативності у реакційно-порошковому бетоні забезпечується додатково внаслідок дисперсного армування.

У складі РПБ не міститься крупний заповнювач. Замість нього використовуються дрібні порошки, такі як кварцовий пісок і мелений кварц з розмірами частинок від 0,045 до 0,6 мм. Як показано у роботі термін "реакційно-порошковий" відображає той факт, що дисперсні компоненти в РПБ при твердінні проходять відповідні хімічні перетворення.

Надвисокі механічні характеристики РПБ можна пояснити наступними їх особливостями:

- 1) підвищенням однорідності РПБ шляхом усунення крупних заповнювачів;
- 2) підвищенням щільності бетону шляхом оптимізації зернового складу суміші компонентів;
- 3) покращенням властивостей цементуючої матриці шляхом додавання високоефективних пуцоланових добавок, таких як мікрокремнезем та за рахунок зменшення за допомогою суперпластифікаторів водов'язучого відношення;

Ефективність РПБ підтверджується даними про його використання у відповідальних спорудах.

Завдяки підвищеній міцності, довговічності і радіаційній стійкості РПБ може бути використаний як надійний матеріал для контейнерів радіоактивних відходів атомних електростанцій. Він також застосовується для термічного захисту будівельних конструкцій, оскільки забезпечує кращу вогне- та жаростійкість, ніж звичайний високоміцний бетон.

Висока деформативність і поглинання енергії забезпечують надійність конструкцій із застосуванням РПБ навіть при землетрусах.

Дослідження свідчать про те, що РПБ дозволяє розширити можливості використання бетону при виготовленні нових тонкостінних конструкцій, виробництво яких раніше було неможливим. Незважаючи на те, що виробничі витрати на РПБ є, в цілому, вищими, ніж для звичайних бетонів, при його

використанні існують економічні переваги. За рахунок застосування дисперсного армування короткими сталевими волокнами можливе повне або часткове усунення використання арматурних стержнів. За рахунок надвисоких механічних характеристик РПБ товщина бетонних елементів може бути зменшена, що призводить до економії матеріалів і витрат на виготовлення конструкції в цілому.

Дисперсно-армований РПБ, відомий під комерційною назвою DUCON® використовується у захисних бетонних елементах проти динамічних впливів, таких як вибухи, бомбардування, удари або землетруси. Для використання РПБ як захисного бетону вирішальне значення має взаємозв'язок деформативних та міцнісних властивостей. За допомогою DUCON® можна ефективно підвищити захист будівель від руйнівних дій за рахунок використання тонкостінних елементів. Встановлено, що дисперсно-армований РПБ витримує вибухи, бомбардування, землетруси та їх поєднання при товщині не більше 4...5 см.

Поведінка бетону в конструкціях значною мірою визначається його пружно-пластичними деформаціями.

При одноразовому завантаженні бетону короткочасним навантаженням виникають первинні (початкові) деформації бетону, які складаються зазвичай із пружної й пластичної складових.

Повна деформація бетону у певний момент часу ε_t становить:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_n + \varepsilon_{nl} + \varepsilon_{yc}, \quad (2.28)$$

де ε_n – пружна деформація;

ε_{nl} – пластична деформація;

ε_{yc} – деформація усадки.

Модуль пружності бетону – відношення діючого напруження до величини деформації – тісно скоригований з його міцністю. При проектуванні конструкцій для прогнозування модуля пружності бетону при завантаженні його у віці τ найбільше застосування мають залежності типу:

$$E_{\sigma} = \frac{E_m R_{\tau}}{S + R_{\tau}}, \quad (2.29)$$

де R_{τ} – кубикова міцність бетону на стиск при певній тривалості твердіння (τ);

E_m і S – емпіричні константи. У будівельних нормах рекомендуються значення $E_m=52000$; $S=23$.

Європейським комітетом з бетону і нормами деяких країн рекомендується залежність:

$$E_{\sigma} = C(R_{\tau})^{\gamma}, \quad (2.30)$$

де $C=1900$;

$\gamma=0,5$.

Пружні властивості бетону як матеріалу можуть характеризуватися як статичним так і *динамічним модулем пружності* (E_d), що враховує напруження, котрі виникають при коливаннях зразка. Величина E_d пов'язана з міцністю при стиску (рис. 2.11, 2.12) залежністю:

$$E_d = \frac{4 \cdot 10^3 R_{\sigma}}{1 + 0,07 R_{\sigma}}. \quad (2.31)$$



Рис. 2.11. Залежність між динамічним модулем пружності і міцністю бетону при стиску



Рис. 2.12. Відношення статичного модуля пружності до динамічного для бетонів різної міцності

При розрахунку елементів залізобетонних конструкцій у деяких випадках враховують *граничні деформації* бетону при короткочасному навантаженні, тобто такі деформації, які можуть бути досягнуті до моменту втрати бетоном несучої здатності або порушення зчеплення з арматурою. Звичайно граничні деформації приймають при стиску $\varepsilon_{R_g} = 200 \cdot 10^{-5}$, а при розтягу $\varepsilon_{R_g} = 15 \cdot 10^{-5}$. Для бетону, до якого висувають підвищені вимоги по тріщиностійкості, особливо при розтягу, нормують граничні деформації. Наприклад, для гідротехнічного масивного бетону в 180-добовому віці гранична розтяжність повинна бути у відповідності з нормами не менше $5 \cdot 10^{-5}$ для бетону внутрішніх зон й $7 \cdot 10^{-5}$ – зовнішніх.

Залежність між напруженнями й деформаціями змінюється від часу прикладання навантаження. Здатність бетону деформуватися в часі при тривалій дії постійного навантаження називають *повзучістю*. Існує ряд гіпотез, що розглядають механізм деформацій повзучості під дією зовнішнього навантаження. Ряд дослідників (О.Е. Шейкін, У. Гансен, З.М. Цилосані) вважає основною причиною повзучості перерозподіл внутрішніх зусиль у цементному камені. У розвитку деформацій повзучості значну роль мають мікротріщини і локальні мікроруїнування, які накопичуються під дією постійного навантаження.

Як міру повзучості (C_m) приймають питомі деформації бетону в певному віці ($\varepsilon_{пз}$) на одиницю постійно діючого напруження (σ_0), (рис. 2.13):

$$C_m = \varepsilon_{пз} / \sigma_0 . \quad (2.32)$$

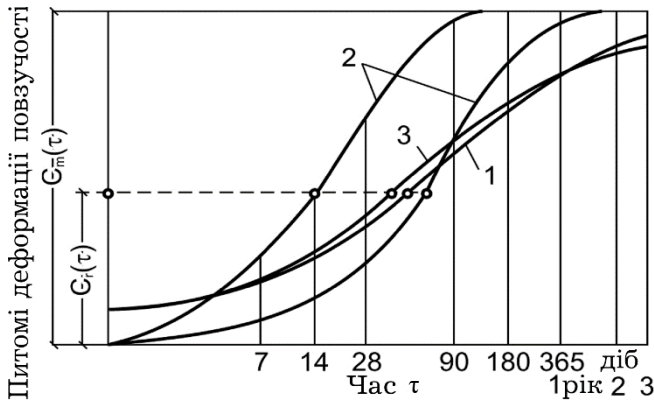


Рис. 2.13. Характер розвитку в часі деформацій повзучості $C(\tau)$ за даними: 1 – О. Вагнера; 2 – І.І. Улицького; 3 – Європейського комітету з бетону

Більшістю дослідників доведено, що на міру повзучості впливає як В/Ц, так і вміст цементного каменю в бетоні, що погоджується з гіпотезами про механізм її розвитку в бетоні.

Із факторів технологічного характеру істотне значення мають вид цементу, його дисперсність і хіміко-мінералогічний склад. З підвищенням дисперсності цементу повзучість зменшується, особливо в початковий період твердіння бетону. Зміна хіміко-мінералогічного й речовинного складу цементу впливають на повзучість у тій мірі, у якій вони впливають на міцність бетону. Аналогічно, зниженню повзучості сприяють фактори, що збільшують ступінь гідратації цементу, такі як збільшення віку бетону до завантаження, підвищення температури й відносної вологості навколишнього середовища, введення хімічних добавок-прискорювачів твердіння, (рис 2.14).

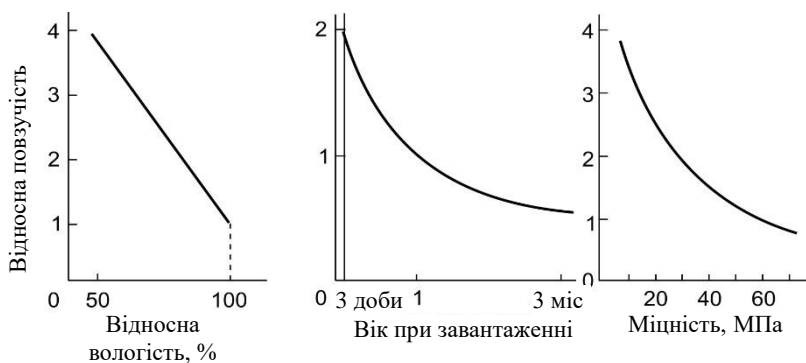


Рис. 2.14. Графіки впливу основних факторів на відносну величину повзучості

Власні деформації бетону зумовлені вологісними, температурними й іншими впливами на бетон при відсутності зовнішнього навантаження. Зміна вологості бетону може викликати як зменшення, так і збільшення його об'єму та відповідно лінійні *деформації усадки або розширення (набрякання)*, (рис. 2.15). Деформації розширення цементний камінь і бетон проявляють при твердінні в результаті утворення в певний період розвитку кристалізаційної структури компонента, що розширюється, наприклад, у вигляді високоосновної форми гідросульфалюмінату кальцію – еtringіту. Поряд із застосуванням спеціальних розширних цементів, розширні розчини і бетони можна отримувати й на звичайному портландцементі, вводячи спеціальні добавки, наприклад алюмінієвий порошок й ін.

Твердіння бетону супроводжується контракційною і вологісною усадкою.

Контракція (стягнення) є наслідком реакцій хімічної взаємодії мінералів цементу з водою, у результаті яких утворюються гідрати, абсолютні об'єми яких менші, ніж сумарні об'єми безводних мінералів і води, необхідної для гідратації.

Найбільше позначається на поведінці бетону в конструкціях *вологісна* або *гідралічна усадка*, характерна в міру висихання бетону. Зменшення об'єму бетону в процесі його

висихання обумовлене насамперед дією капілярних сил, що виникають у цементному камені при випаровуванні води з капілярів і видаленні міжкристалічної води, а також адсорбційно-зв'язаної води з тоберморитового гелю.

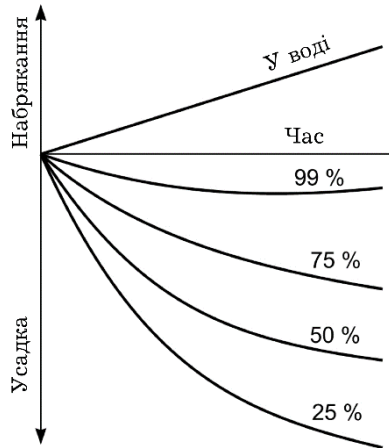


Рис. 2.15. Набрякання і усадка цементних зразків при їх твердінні у воді і в повітряному середовищі з різною відносною вологістю ($W=25\dots99\%$)

Усадочні деформації викликають у бетоні внутрішні напруження, особливо значні при нерівномірному висиханні конструкцій і роботі їх у стиснутих умовах. Вони можуть бути причиною розривів у контактній зоні й розчиновій частині бетонів, викликати, особливо у сполученні з температурними напруженнями, появу тріщин. Усадочні напруження несприятливо впливають на морозостійкість, непроникність, міцність при втомі, викликають втрати попереднього напруження при натяжінні арматури.

О.Є. Десов, припускаючи, що зразки деформуються при усадці рівномірно по перерізу, запропонував *модуль тріщиноутворення* цементного каменю, зумовлений усадочними напруженнями:

$$M_m = R_p / \varepsilon_{yc}, \quad (2.33)$$

де R_p – міцність зразків на розтяг;

ε_{yc} – величина усадочних деформацій до моменту появи тріщин.

Ним установлено, що тріщиноутворення цементного каменю характерне при M_m менше 3,5 МПа, тріщини від усадки утворюються в цементному камені при абсолютних значеннях усадки від 40 до 150 мкм/м.

Для інженерних розрахунків найбільш простою і зручною є формула:

$$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 0,125B\sqrt{B}, \quad (2.34)$$

де B – витрата води в бетонній суміші, л/м³.

Морозостійкість бетону – здатність його зберігати міцність при дії поперемінного заморожування й відтавання в насиченому водою стані. Руйнування бетону у водонасиченому стані при циклічній дії позитивних і від’ємних температур, а також змінних від’ємних температур зумовлене комплексом фізичних корозійних процесів, що викликають деформації та механічні ушкодження виробів і конструкцій.

Для бетону нормального твердіння запропонована залежність виду:

$$F = K(\Pi_{поч} - \Pi_{кін})^n, \quad (2.35)$$

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

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

$\Pi_{кін}$ – капілярна пористість в %.

Показник n для випробуваних бетонів і цементно-піщаних розчинів коливався в межах від 2,7 до 3.

Об’єм відкритих пор, що впливають на кількість води, що замерзає, залежить від водоцементного відношення (В/Ц) і ступеня гідратації цементу. Зі збільшенням В/Ц зростає як загальний об’єм відкритих пор, так і середній їх розмір, що також негативно впливає на морозостійкість.

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

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

Вплив якості цементу на морозостійкість бетону зв'язаний з мінералогічним складом, тонкістю помелу і наявністю активної мінеральної добавки. З мінералів цементу негативний вплив на морозостійкість має C_3A .

У морозостійких бетонах небажані активні мінеральні добавки, особливо 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.

Найбільш ефективним шляхом забезпечення високої морозостійкості бетону є створення необхідного об'єму резервних рівномірно розташованих в бетоні повітряних пор розміром менше 0,5...0,3 мм. Це досягається при раціонально підбраному складі бетонної суміші з необхідним обмеженням водоцементного відношення і витрати води введенням повітрявтягувальних або газотворюючих добавок. Для забезпечення необхідної морозостійкості бетону повинна виконуватися умова:

$$K_F = \frac{P_{y,3}}{0.09P_e} \triangleright 1, \quad (2.36)$$

де K_F – критерій морозостійкості;

$P_{y,3}$ – умовно-замкнута пористість;

P_e – відкрита пористість бетону.

Величину відкритої пористості бетону можна орієнтовно розрахувати за формулою:

$$П_6 = B - 0.27\alpha Ц, \quad (2.37)$$

де α – ступінь гідратації цементу;

B і $Ц$ – відповідно витрати води і цементу на 1 м³ бетонної суміші.

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

$$Q_\tau = q_\tau Ц, \quad (2.38)$$

де q_τ – питоме тепловиділення цементу у віці τ діб.

Питоме тепловиділення бетону знаходять за розрахунковими залежностями з врахуванням мінералогічного складу клінкеру (рис. 2.16), вмісту добавок та інших факторів або за експериментальними даними (табл. 2.7).

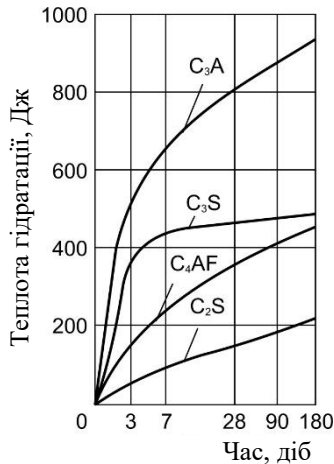


Рис. 2.16. Тепловиділення при гідратації клінкерних мінералів

Таблиця 2.7

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

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

Для одержання довговічного бетону важливо звести до мінімуму його деформації при температурному впливі.

Інтенсивні деструктивні процеси при нагріванні бетону відбуваються при температурі більше 200° С (рис. 2.17).

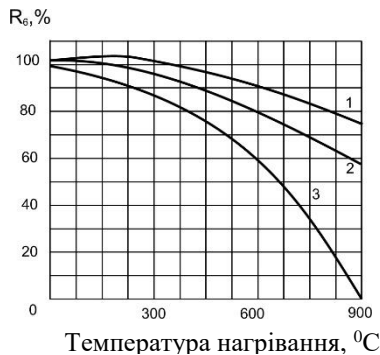


Рис. 2.17. Вплив температури на міцність бетону:

- 1 – портландцемент 70% + трепел 30%;
2 – портландцемент 70% + пемза 30%; 3 – портландцемент

Нагрівання в інтервалі 200...400° С призводить до поступового зниження міцності цементного каменю і бетону через дегідратацію в основному гідроалюмінатів, а також розпаду і перекристалізації гідросульфоалюмінатів кальцію.

При 500...600° С відбувається 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 $\beta\text{-}2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ у $\gamma\text{-}2\text{CaO}\cdot\text{Si}_2$, що супроводжується деяким збільшенням об'єму. Портландцементні зразки, прогріті до температури 600...800° С, 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.

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

Вогнестійкість бетону, як і вогнестійкість інших будівельних матеріалів, характеризується границею вогнестійкості – тривалістю опору впливу вогню до втрати міцності. Границею вогнестійкості будівельних конструкцій називається час, протягом якого вони зберігають несучі і огорожуючі функції в умовах пожежі.

Границя вогнестійкості бетонних і залізобетонних конструкцій складає 2...5 год. Її підвищують, збільшуючи товщину бетонного шару і підбираючи відповідний склад бетону.

Термічна стійкість бетону характеризується кількістю циклів нагрівання і охолодження до певного зниження міцності, вона лінійно зв'язана з його коефіцієнтом термічного

розширення (к.т.р.). 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.

Величина коефіцієнта термічного 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.

Здатність бетону не пропускати воду під тиском характеризує його *водонепроникність*. 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, яка проникає через одиницю перерізу за одиницю часу, при градієнті (відношенні напору м. вод. ст. до товщини конструкції в м.), що дорівнює 1.

Залежно від першого показника розрізняють т.зв. марки бетону за водонепроникністю: W2, W4 і т.д. Значно точнішим показником водонепроникності є коефіцієнт фільтрації K_ϕ , що визначається з рівняння:

$$K_\phi = \eta \frac{Q_\phi S}{S \tau P}, \quad (2.39)$$

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 бетону має кореляційний зв'язок з маркою за водонепроникністю (табл. 2.8).

Таблиця 2.8

Зв'язок між марками бетону за водонепроникністю і коефіцієнтом фільтрації

Марка бетону за водонепроникністю	Коефіцієнт фільтрації K_f (см/с) при випробуванні на зразках у стані	
	рівноважної вологості	водонасичення
W2	Понад $7 \cdot 10^{-9}$ до $2 \cdot 10^{-8}$	Понад $5 \cdot 10^{-10}$ до $1 \cdot 10^{-9}$
W4	Понад $2 \cdot 10^{-9}$ до $7 \cdot 10^{-9}$	Понад $1 \cdot 10^{-10}$ до $5 \cdot 10^{-10}$
W6	Понад $6 \cdot 10^{-10}$ до $2 \cdot 10^{-9}$	Понад $5 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$
W8	Понад $1 \cdot 10^{-10}$ до $6 \cdot 10^{-10}$	Понад $1 \cdot 10^{-11}$ до $5 \cdot 10^{-11}$
W10	Понад $6 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$	Понад $5 \cdot 10^{-12}$ до $1 \cdot 10^{-11}$
W12	$6 \cdot 10^{-10}$ і менше	$5 \cdot 10^{-12}$ і менше

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

$$(K_f / K) = (\eta / \eta_B), \quad (2.40)$$

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

K_f і η_e – коефіцієнт фільтрації і в'язкість води.

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 зменшення 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 залежно від виду добавки терморезистивні і термопластичні полімери та еластомери.

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 кольматацию 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; кольматациєю порового простору; покриттям поверхні бетону захисними матеріалами.

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

Середовище, у якому експлуатується матеріал, з позиції його агресивності прийнято класифікувати на неагресивне (Н), слабо – (Сл), середньо – (Ср) і сильноагресивне (Си) (табл. 2.9).

Таблиця 2.9

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)

Корозійна стійкість бетону безпосередньо зв'язана з його щільністю, а остання з водонепроникністю, (табл. 2.10).

Таблиця 2.10

Показники щільності бетону

Бетон	Марка за водонепроникністю	Водопоглинання, % за масою	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

Види корозії бетону класифікують за назвою агресивних речовин (В.В. Кінд) і механізмом агресивного впливу середовища (В.М. Москвін). В другому випадку класифікація є більш загальною.

За класифікацією В.М. Москвіна до *корозії I виду* належать процеси, пов'язані з вилигуванням 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.

Орієнтовно за В.М. Москвіним вважають, що кількість $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у г/см^3 (q_B), що видаляється з одиниці об'єму бетону,

можна прогнозувати за допомогою рівняння:

$$q_s = KЦ\alpha_s, \quad (2.41)$$

де $Ц$ – вміст цементу кг/л;

α_s – вміст СаО в цементі (для портландцементу в середньому $\alpha_s=0,65$);

K – коефіцієнт вилуговування.

Пропонується в розрахунках приймати допустимий коефіцієнт вилуговування K , що дорівнює кількості розчиненого СаО без істотної втрати бетоном технічних властивостей – 0,1 (10%).

Для запобігання або зменшення інтенсивності корозії I виду особливо велике значення має щільність бетону. Другим найважливішим напрямком підвищення корозійної стійкості бетону є зв'язування Са(ОН)₂ активними мінеральними добавками, введеними в цемент або безпосередньо в бетонні суміші, (рис. 2.18).

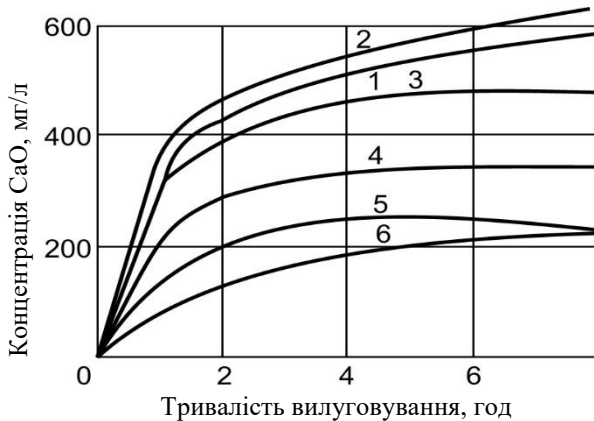


Рис. 2.18. Швидкість вилуговування Са(ОН)₂ дистильованою водою із цементного каменю на різних цементах:

- 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 магнезійна* корозія. У результаті впливу кислот утворюються солі кальцію, звичайно добре розчинні у воді.

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 $\text{pH} \leq 4,9 \dots 4$.

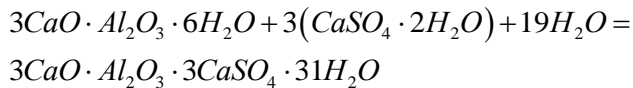
Корозію II виду викликають також солі магнію, що часто є присутніми у ґрунтових водах і в значній кількості містяться в морській воді (15,5...18% від усієї кількості солей). Поряд з розчинними солями і солями, що вимиваються з бетону, при *магнезійній корозії* утворюється аморфна маса $\text{Mg}(\text{OH})_2$, що зменшує міцність бетону. У морській воді магнезійна корозія підсилюється внаслідок підвищення розчинності гідроксиду кальцію і магнію в присутності NaCl .

До 2/3 магнезійних солей у морській воді приходиться на MgCl_2 , 1/3 – MgSO_4 . Найбільш небезпечною є *магнезійно-сульфатна корозія*, оскільки в результаті реакцій MgSO_4 із $\text{Ca}(\text{OH})_2$, а також з гідросилікатами і гідроалюмінатами кальцію утворюється не тільки аморфний $\text{Mg}(\text{OH})_2$, але і кристалізується гіпс, об'єм якого більший сумарного об'єму вихідних речовин, що викликає значні напруження в цементному камені. Магнезійно-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+} .

При *сульфоалюмініатній корозії* під дією сульфатних вод у цементному камені утворюється еtringіт:



Кристалізація еtringіту супроводжується збільшенням об'єму приблизно в 4,76 рази.

При вмісті у воді більш 1000 мг/л іонів SO_4^{2-} переважно розвивається *гіпсова корозія* внаслідок 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. *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 , $MgSO_4 \cdot H_2O$) переходять у порах цементного каменю у висоководні форми кристалогідратів ($Na_2SO_4 \cdot 10H_2O$, $MgSO_4 \cdot 7H_2O$ та ін.). 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 ефективним є введення в бетонні суміші для зменшення капілярного всмоктування гідрофобізуючих речовин, наприклад, етилсиліконату натрію, бавовняного мила, милонафту 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 розчинних лужних сполук досягає 1...1,5% (у перерахунку на Na_2O). Джерелами їх є глинисті компоненти шихти для одержання клінкеру та зола палива. 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 з солями натрію, розчиненими в природних водах. Реакційноздатними по відношенню до лугів є деякі модифікації кремнезему (тридиміт, кристобаліт, кремнеземисте скло, опал, опока, трепел, халседон та ін.), які зустрічаються у заповнювачах. Продукти реакції між лугами цементу та активним кремнеземом розширюються в об'ємі та створюють руйнівний тиск. Заповнювач із вмістом розчинного кремнезему більше 50 ммоль/л вважається потенційно здатним до взаємодії з лугами цементу.

Найбільш дієвим способом попередження корозії, що розглядається, є обмеження вмісту лугів в цементі до 0,6%. Уповільнюються процеси лужної корозії при введенні в цемент активних мінеральних та деяких інших добавок (вуглекислий літій, альбумін та ін.).

Будівельні конструкції промислових підприємств можуть піддаватися агресивному впливу розчинів лугів – каустичної та кальцінованої соди та ін. *Лугостійкість бетону* є відносно високою в розчинах низької концентрації, проте в концентрованих розчинах (>5000 мг/л) можливе значне зниження міцності і руйнування бетону. Механізм лужної корозії полягає у підвищенні розчинності компонентів цементного каменю, що містять SiO_2 і Al_2O_3 , і утворенні лужноземельних силікатів і алюмінатів.

Бетони на портландцементі показують більшу стійкість у розчинах лугів, ніж бетони на пуццоланових і шлакопортландцементях, що мають зазвичай більший вміст розчинних лугом сполук. Корозія бетону при дії лужних розчинів

може бути віднесена до корозії II виду, що переходить в подальшому в корозію I виду.

Разом із 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.

Органогенна корозія бетону розвивається під впливом органічного агресивного середовища. На багатьох підприємствах харчової, 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 є жири і рослинні олії.

Органогенні середовища, характерні для болотних і торф'яних ґрунтів також сприяють корозії II виду внаслідок перетворення органічних речовин на гумінові та інші кислоти.

Руйнування матеріалів під впливом рослинних і тваринних організмів називають *біошкодженнями*. З біологічно активним середовищем контактують гідротехнічні споруди, будівельні конструкції споруд на різних підприємствах харчової промисловості та мікробіологічних виробництв. Наприклад, мідії, що поселяються на поверхні підводних морських споруд, здатні виділяти до $12,2 \text{ см}^3 \text{ CO}_2$ за 1 год на 1 кг своєї маси. Ряд інших живих організмів, що поселяються на поверхні споруд, особливо в період біоценозу (цвітіння води) навпаки поглинають з бетону вуглекислоту та вільний СаО. В обох випадках розвивається органогенна корозія бетону.

Особливим видом агресивного середовища для бетону є іонізуючі випромінювання. Найбільшою мірою іонізуючому опроміненню піддаються будівельні конструкції ядерних реакторів. Здатність матеріалів після опромінення зберігати свої властивості називається *радіаційною стійкістю*.

На *радіаційну стійкість бетону* впливає щільність потоку частинок, інтенсивність випромінювання і поглинена доза випромінювання.

При опроміненні суттєво змінюється структура

мінеральних матеріалів, у них накопичуються дефекти, знижується щільність, змінюються пружні та теплофізичні властивості. У граніті, наприклад, при опроміненні, що перевищує критичну дозу ($1,5 \cdot 10^{24} \text{м}^{-2}$), розвиваються тріщини, щільність знижується приблизно на 15%, лінійні деформації досягають 6...7% і при дозі опромінення $2,8 \cdot 10^{24} \text{м}^{-2}$ відбувається повне руйнування. Для магматичних гірських порід радіаційна стійкість збільшується в міру зниження вмісту кристалічного кремнезему, зменшення розміру кристалів, збільшення основності, переходу від глибинних порід до тих, що вилилися.

Радіаційне опромінення викликає нагрівання бетону до $300 \dots 350^\circ \text{C}$, його зневоднення та усадку. Деформації при опроміненні цементного каменю та бетону значно перевершують можливі деформації при випаровуванні води. Проходження випромінювань через матеріал супроводжується іонізацією і збудженням молекул, що створює умови для радіаційно-хімічних реакцій, проходження радіолізу вільної і хімічно пов'язаної води, виділення газів – водню і кисню. При інтенсивному та тривалому опроміненні бетону частина продуктів твердіння та мінералів, що утворюють заповнювачі, переходить в аморфний стан. Деструктивні процеси при опроміненні призводять до зниження міцності бетону, зміни модуля пружності, розвитку деформацій повзучості.

Бетони на портландцементі можна успішно застосовувати при інтегральній дозі опромінення до $(7 \dots 10) \cdot 10^{24}$ нейтронів на 1м^2 . Для радіаційно-стійких бетонів бажане застосування портландцементів зі зниженим вмістом алюмініатів і алюмоферитів.

3. ОСНОВНІ МЕТОДИ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВИПРОБУВАНЬ БЕТОНУ

Основні властивості бетонних сумішей і бетонів, а також методи їх випробувань регламентуються державними стандартами і іншими нормативними документами.

3.1. Випробування бетонної суміші

Однією із визначальних властивостей бетонної суміші є *легкоукладальність*, тобто здатність суміші заповнювати форму чи опалубку і ущільнюватись. Легкоукладальність визначають за показниками рухомості та жорсткості. Залежно від цих показників встановлені марки бетонної суміші за легкоукладальністю (табл. 3.1).

Таблиця 3.1.

Марки бетонної суміші за легкоукладальністю

Марка	Норма легкоукладальності за показником		
	жорсткість, с	рухомість, см	
		осадка конуса	розплив конуса
Наджорсткі суміші			
НЖ3	більше 100	-	-
НЖ2	51...100	-	-
НЖ1	50 і менше	-	-
Жорсткі суміші			
Ж4	31...60	-	-
Ж3	21...30	-	-
Ж2	11...20	-	-
Ж1	5...10	-	-
Рухомі суміші			
P1	4 і менше	1...4	-
P2	-	5...9	-
P3	-	10...15	-
P4	-	16...20	26...30
P5	-	21 і більше	31 і більше

Рухомість бетонної суміші оцінюють за осадкою (ОК) чи розпливом (РК) відформованого із неї конуса. Для визначення рухомості застосовують виготовлений із листової сталі нормальний або збільшений конус (рис. 3.1).

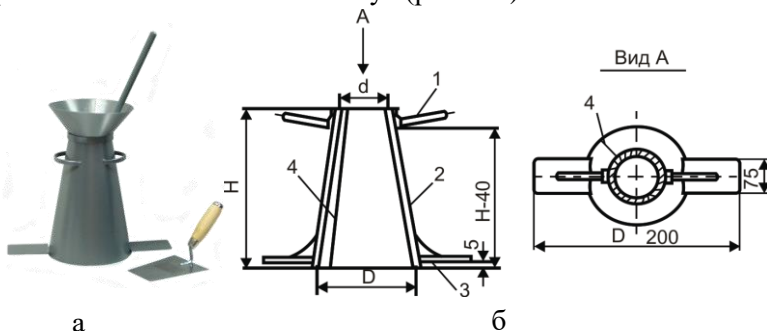


Рис. 3.1. Конус для визначення рухомості:

- а) загальний вигляд стандартного конусу; б) схема стандартного конусу: 1 – ручка; 2 – корпус; 3 – упори; 4 – зварний шов

Для бетонів, що самоущільнюються, рухомість визначається за розпливом конуса (рис. 3.2).

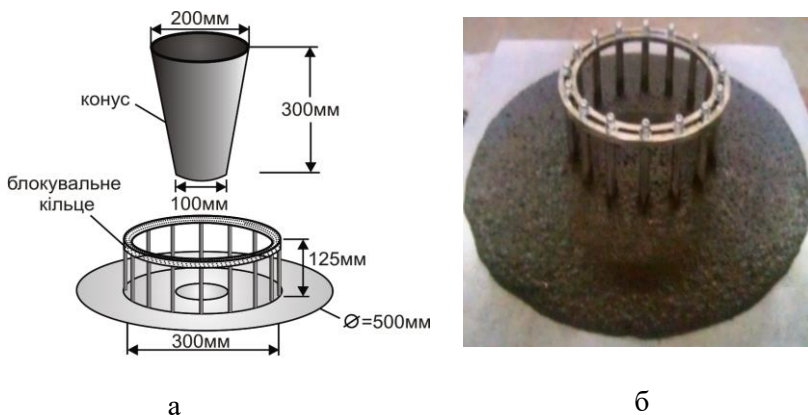


Рис. 3.2. Визначення розпливу конуса бетонних сумішей, які самоущільнюються:

- а – схеми і розміри лабораторного обладнання; б – бетонна суміш після завершення процесу розткання

Згідно з EN 196-1 для бетонних сумішей, які мають високу пластичність, легкоукладальність характеризують також розпливом конуса в мм після 15 струшувань на струшуючому столику (F) (табл. 3.2).

Таблиця 3.2
Марки бетонної суміші за EN 206-1:2000
(ДСТУ Б В.2.7-176:2008)

Марка	Показник	Марка	Показник
Осадка конуса, мм		Ступінь ущільнення	
S1	10...40	C0	≥1,46
S2	50...90	C1	1,45...1,26
S3	100...150	C2	1,25...1,11
S4	160...210	C3	1,10...1,04
S5	≥ 220	C4	<1,04
Час Вебе, с		Діаметр розливу конуса, мм	
V0	≥31	F1	≤340
V1	30...21	F2	350...410
V2	20...11	F3	420...480
V3	10...6	F4	490...550
V4	5...3	F5	560...620
		F6	≥630

Жорсткість бетонної суміші характеризують часом вібрації у секундах, який необхідний для ущільнення бетонної суміші. Найбільш універсальним методом визначення жорсткості є метод Вебе, який виконується за допомогою *стандартного віскозиметра* (рис. 3.3).

В лабораторній практиці для визначення жорсткості бетонних суміші застосовують також *спрощений метод*, який запропонований Б.Г. Скрамтаєвим. Даний метод полягає в тому, що в металеву форму для приготування зразків-кубиків розмірами 200×200×200 мм встановлюють стандартний конус із попередньо знятими упорами. Після заповнення, ущільнення і зняття металевого конуса бетонну суміш піддають вібрації на лабораторній віброплощині.

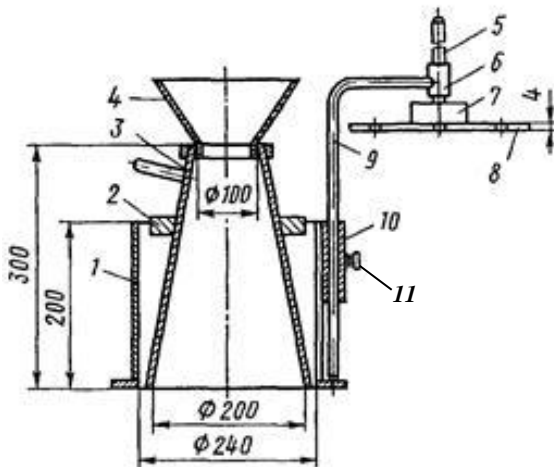


Рис. 3.3. Прилад для визначення жорсткості бетонної суміші:
 1 – форма; 2 – упори; 3 – конус; 4 – лійка; 5 – штанга; 6 – втулка;
 7 – втулка диска; 8 – металевий диск з шістьма отворами; 9 – штатив;
 10 – втулка штатива; 11 – затискач штатива

Час (в с.), необхідний для вирівнювання поверхні бетонної суміші у формі, характеризує жорсткість. Перехідний коефіцієнт від значення жорсткості бетонної суміші за методом Скрамтаєва до жорсткості що визначена на установці типу Вебе приймають 0,7.

Здатність бетонної суміші ущільнюватись характеризують за EN 196-1 (табл. 3.2.) *ступенем ущільнення*. Випробування полягає у тому, що бетонна суміш заповнюється у стандартну ємність і ущільнюється із використанням вібратора. Ступінь ущільнення суміші розраховується за формулою:

$$C = h / (h - s), \quad (3.1)$$

де h – внутрішня висота ємності;

s – відстань від поверхні ущільненої бетонної суміші до верхнього краю ємності.

Пористість бетонної суміші оцінюють наступними показниками: об'ємом повітря або газу, що міститься в ущільненій бетонній суміші, і об'ємом міжзернових порожнин.

Об'єм втягнутого повітря визначають у бетонах на щільних і пористих заповнювачах, об'єм міжзернових порожнин – у бетонах на пористих заповнювачах.

Об'єм втягнутого повітря визначають експериментальним або розрахунковим методом.

Розрахунковий метод полягає у визначенні пористості ущільненої бетонної суміші V_n за формулою:

$$V_n = \frac{1000 - \left(\frac{Ц}{\rho_{ц}} + \frac{П}{\rho_n} + \frac{Щ}{n\rho_{щ}} + B + B_1 \right)}{10}, \quad (3.2)$$

де $Ц$, $П$, $Щ$, B і B_1 – фактична маса, кг, відповідно, цементу, сухих піску і щебеню (гравію), води і розчину добавок у 1 м³ ущільненої бетонної суміші;

$\rho_{ц}$ – дійсна густина цементу, г/см³, яку приймають рівною 3,1 для портландцементу і його різновидностей, і 3,0 – для шлакопортландцементу;

ρ_n , $\rho_{щ}$ – середня густина зерен піску і щебеню (гравію), г/см³;
 n – коефіцієнт, який враховує збільшення середньої густини зерен крупного заповнювача в результаті його часткового дроблення при перемішуванні бетонної суміші у змішувачі примусової дії, приймається рівним 1 для щільного заповнювача; 1,05 – для пористого заповнювача з маркою за міцністю П75 і більше; 1,1 – для пористого заповнювача з маркою за міцністю менше П75.

Об'ємний (волюмометричний) метод оснований на видаленні повітря із пластичної бетонної суміші при перемішуванні у спеціальній посудині – (об'єомірі).

До найбільш широко розповсюджених і найбільш точних методів визначення об'єму втягнутого повітря відноситься *компресійний метод*. Він ґрунтується на основі закону Бойля-Маріотта, який встановлює залежність між об'ємом повітря і прикладеним тиском при постійній температурі.

Про достатність вмісту в бетонній суміші розчинової складової судять за *об'ємом міжзернових порожнин* ($V_{м.п.}$) в % до загального об'єму суміші.

Його обчислюють за формулою:

$$V_{m.n} = I - \left(\frac{V_2 - V_{ум}}{V_1} \right) \cdot 100, \quad (3.3)$$

де V_1 – об’єм ущільненої бетонної суміші, см^3 , що дорівнює місткості мірної посудини чи форми, в якій визначається середня густина;

V_2 – об’єм ущільненої бетонної суміші після додавання цементу і води (рекомендується 2000 г цементу і 600...800 г води) і додаткового перемішування:

$$V_2 = \frac{m_{см} + m_ц + m_в}{\rho_{см}}, \quad (3.4)$$

де $m_{см}$ – маса бетонної суміші, яку випробовують (до додавання цементу і води), г;

$m_ц$ – маса добавленого цементу, г;

$m_в$ – маса добавленої води, г;

$\rho_{см}$ – середня густина бетонної суміші в ущільненому стані після додавання до неї цементу і води, $\text{г}/\text{см}^3$.

Об’єм добавленого цементного тіста, см^3 :

$$V_{ум} = \frac{m_ц}{\rho_ц} + m_в, \quad (3.5)$$

де $\rho_ц$ – дійсна густина цементу, $\text{г}/\text{см}^3$.

Розшаровуваність бетонної суміші оцінюють показниками розчиновідділення і водовідділення.

Розчиновідділення бетонної суміші з крупним заповнювачем, що характеризує її розшаровуваність при динамічному впливі, визначають шляхом порівняння вмісту розчинової складової у нижній і верхній частинах бетонної суміші, ущільненої у мірній посудині або формі для виготовлення контрольних зразків бетону.

Водовідділення бетонної суміші визначають після її відстоювання у мірній посудині чи формі протягом визначеного проміжку часу. Бетонну суміш укладають у посудину, місткість і розмір якої вибирають залежно від найбільшої крупності зерен фракції заповнювача і ущільнюють на вібротрамблері так само як при визначенні розчиновідділення. Рівень бетонної суміші повинен бути на (10 ± 5) мм нижче верхнього краю посудини.

Посудину накривають листом паронепроникного матеріалу і залишають на 1,5 год. В цей час відбирають піпеткою кожні 15 хв воду, яка відокремилась, збираючи її у стакан із кришкою, і зважують після закінчення випробування.

Водовідділення бетонної суміші $\Pi_в$, %, характеризують об'ємом води, яка виділяється з бетонної суміші за 1,5 год, віднесеним до об'єму бетонної суміші у посудині і обчислюють за формулою:

$$\Pi_в = \frac{m_в}{\rho_в \cdot V_{бс}} \cdot 100, \quad (3.6)$$

де $m_в$, – маса води, яка відокремилась, г;

$\rho_в$, – густина води, яку приймають 1 г/см³;

$V_{бс}$ – об'єм ущільненої бетонної суміші, см³.

3.2. Фізичні властивості бетону

Фізичні властивості і особливості структури бетону характеризують його середньою густиною, водопоглинанням і пористістю.

Середня густина і водопоглинання. *Середня густина бетону* характеризує його масу в одиниці об'єму з врахуванням пор і порожнин. Масу бетону при визначенні густини вимірюють із похибкою не більше 0,1%, об'єм – не більше 1%. Середню густина визначають як на зразках, так і безпосередньо в конструкціях. Найбільш поширені методи визначення середньої густини бетону на зразках, які можуть знаходитися у стані природної вологості, або в сухому, повітряно-сухому, нормально-вологому та водонасиченому стані.

Середню густина бетону ρ_w зразка з вологістю в момент випробування W_m визначають із похибкою до 1 кг/м³ за формулою:

$$\rho_w = \frac{m}{V}, \quad (3.7)$$

де m – маса зразка, кг;

V – об'єм зразка, м³.

Для серії зразків середню густину визначають як середнє арифметичне значення результатів випробування всіх зразків серії.

При нормованому вологому стані

$$\rho_n = \rho_w \frac{1 + \frac{W_n}{100}}{1 + \frac{W_m}{100}}, \quad (3.8)$$

де ρ_n – нормована середня густина бетону, кг/м³;

ρ_w – середня густина бетону при вологості W_m , кг/м³;

W_n – нормована вологість бетону, %;

W_m – вологість бетону в момент випробування.

Середню густину бетону безпосередньо у виробках та конструкціях вимірюють *радіоізотопним методом*. Він ґрунтується на залежності між густиною бетону, і характеристиками ослаблення або розсіювання гама-випромінювання. Існуючі радіоізотопні прилади дозволяють визначати середню густину бетону в діапазоні 600...2500 кг/м³.

Водопоглинання (W') розраховують за формулами:

за масою:
$$W'_m = \frac{m_e - m_c}{m_c} \cdot 100; \quad (3.9)$$

за об'ємом:
$$W'_o = \frac{W'_m \rho_o}{\rho_e}, \quad (3.10)$$

де m_e – маса зразка після насичення водою, г;

m_c – маса сухого зразка, г.

ρ_o – середня густина сухого бетону, г/см³;

ρ_e – густина води ($\rho_e = 1$ г/см³).

Пористість. Пору бетону можна вважати всі елементи його структури, що не заняті твердими фазами вихідних компонентів і новоутворень. Існують різні класифікації пор – залежно від їх походження, форми і взаємного розташування. Розроблена значна кількість методів визначення пористості. Їх

можна підрозділити на дві групи: методи, що дозволяють диференціювати пори за радіусами залежно від їх об'єму і методи, що дозволяють визначити загальний об'єм пор того чи іншого виду.

Більшість методів дослідження пор за радіусами придатні для цементного каменю. З цією метою широко застосовується *метод ртутної порометрії*, який базується на тому, що ртуть не змочує більшість матеріалів і може проникати під тиском у капіляри твердих тіл. При цьому тиск (p) пов'язаний із радіусом (r) капіляра рівнянням:

$$r = \frac{2\sigma \cos\theta}{p}, \quad (3.11)$$

де σ – поверхневий натяг;

θ – крайовий кут змочування.

Метод продавлювання газу крізь зразки також ґрунтується на рівнянні (3.11), але полягає спочатку у насиченні зразка змочувальною рідиною із подальшим звільненням капілярів газом під тиском, що перевищує капілярний тиск рідини.

Для бетону згідно ДСТУ Б В.2.7-170:2008 визначають загальний об'єм пор, об'єм відкритих капілярних і некапілярних пор, об'єм умовно замкнених пор, а також показники мікропористості, середнього розміру і однорідності розміру пор.

Загальний об'єм пор бетону пропонується визначати за формулою в % із похибкою до 0,1%:

$$P_p = \left[\frac{\rho_{\sigma,i} - \rho_o}{\rho_o} \right] \cdot 100, \quad (3.12)$$

де $\rho_{\sigma,i}$ – істинна густина подрібненого в порошок бетону, кг/м³;

ρ_o – середня густина сухого бетону в серії зразків, кг/м³.

Для визначення *істинної (дійсної) густини* пробу бетону подрібнюють і розтирають до порошкоподібного стану, висушують до постійної маси і охолоджують до кімнатної температури в ексікаторі над концентрованою сірчаною кислотою або над безводним хлоридом кальцію. Істинну густину визначають пікнометричним методом або більш

прискореним методом за допомогою колби Ле Шательє (ДСТУ Б В.2.7-71).

Об'єм відкритих капілярних пор бетону в серії зразків Π_6 знаходять, визначивши об'ємне водопоглинання в серії зразків (W'_o) за формулою:

$$\Pi_6 = W'_o, \quad (3.13)$$

Об'єм відкритих некапілярних пор бетону в окремих зразках (об'єм міжзернових порожнин, $\Pi_{мз}$ у %) визначають за формулою:

$$\Pi_{мз} = \frac{V - V_1}{V} \cdot 100, \quad (3.14)$$

де V – об'єм зразка;

V_1 – об'єм зразка, визначений у об'ємомірі (рис. 3.4) без попереднього висушування і парафінування після насичування водою протягом 24 год. і витримування 10 хв на решітці.

Об'єм умовно-замкнених пор бетону в серії зразків Π_3 у відсотках визначають за формулою:

$$\Pi_3 = \Pi_3 - \Pi_6 - \Pi_{мз}, \quad (3.15)$$

де Π_3 – загальний об'єм пор бетону;

Π_6 – об'єм відкритих капілярних пор бетону;

$\Pi_{мз}$ – об'єм відкритих некапілярних пор бетону, %.

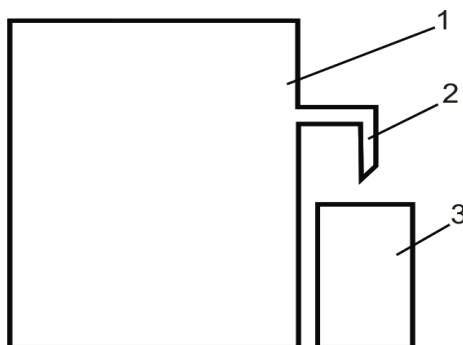


Рис. 3.4. Схема об'ємоміра:

1 – посудина; 2 – трубка; 3 – посудина для збору води

Показник мікропористості бетону серії зразків P_{MK} визначають за формулою:

$$P_{MK} = \frac{W_C}{P_e + P_{M3}}, \quad (3.16)$$

де W_C – сорбційна вологість бетону в серії зразків у % за об'ємом при відносній вологості повітря від 95 % до 100 %;

P_e – об'єм відкритих капілярних пор бетону, %;

P_{M3} – об'єм відкритих некапілярних пор бетону, %.

Показники середнього розміру пор (λ) і однорідності розмірів пор (α) визначають за кінетикою водопоглинання бетону, яка характеризується збільшенням його маси в часі.

Криві водопоглинання виражаються рівнянням:

$$W_t = W_m \left[1 - e^{-(\bar{\lambda}t)\alpha} \right], \quad (3.17)$$

де W_t – водопоглинання зразка за час t , у відсотках за масою;

W_m – водопоглинання зразка, у відсотках за масою;

e – основа натурального логарифму, яка дорівнює 2,718;

$\bar{\lambda}$ – показник середнього розміру відкритих капілярних пор, який дорівнює границі відношення прискорення процесу водопоглинання до його швидкості, він визначається за номограмами, наведеними на рис. 3.5-3.7;

α – показник однорідності розмірів відкритих капілярних пор, визначається за номограмами, наведеними на рис. 3.5-3.7.

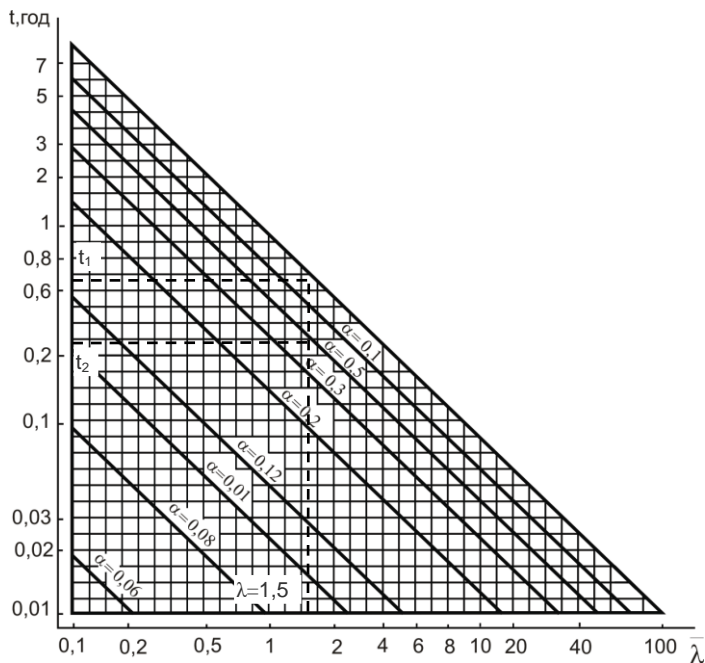


Рис. 3.5. Номограма для визначення параметрів порової структури бетону за кінетикою водопоглинання (безперервний метод)

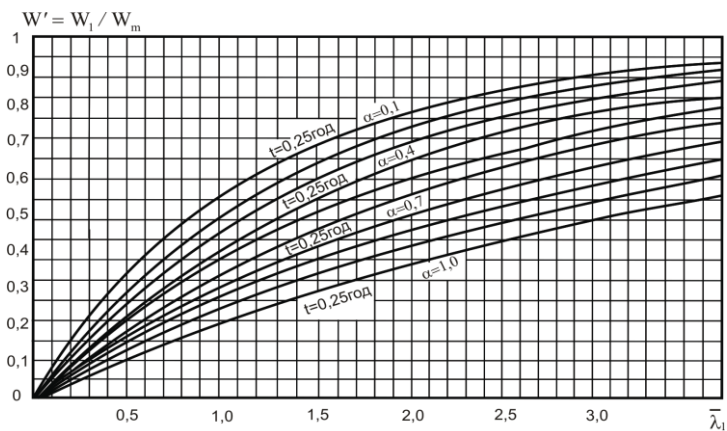


Рис. 3.6. Номограма для визначення параметрів порової структури бетону за кінетикою водопоглинання (дискретний метод)

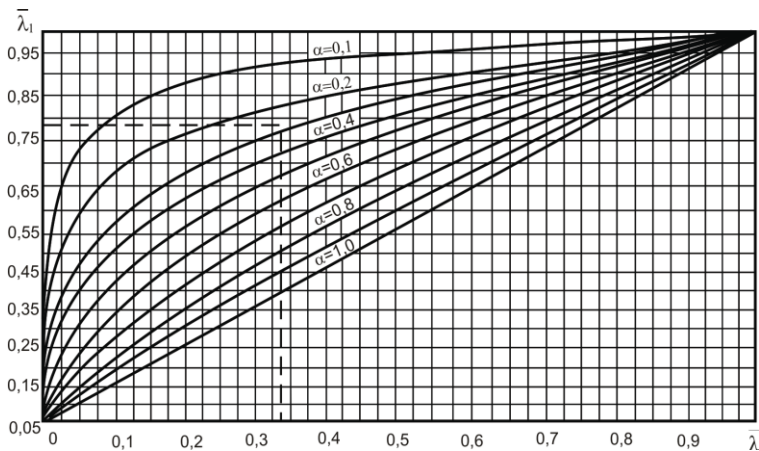


Рис. 3.7. Номограма для визначення $\bar{\lambda} = \alpha \sqrt{\lambda_1}$ якщо $\bar{\lambda}_1 \leq 1$

3.3. Міцність бетону

Міцність бетону визначають вимірюванням зусиль, що приводять до руйнування спеціально виготовлених, а також вибурених або випиляних із конструкцій зразків при їх навантаженні зі сталою швидкістю. Поряд з прямими методами визначення міцності на зразках бетону застосовують різні методи непрямого визначення його міцності безпосередньо у виробках або конструкціях без їх руйнування.

При серійному виробництві для оцінки міцності бетону і досягнення сталості її забезпечення застосовують статистичний метод. Сутність методу полягає в тому, що для кожного технологічного комплексу за результатами випробувань знаходять значення партійних і загального коефіцієнтів варіації міцності бетону для аналізованого періоду і в залежності від них необхідні значення міцності в наступний контрольований період.

Міцність бетону залежно від характеру прикладених зусиль розраховується за формулами:

- на стиск
$$f_{cm} = (\alpha \cdot F \cdot k_w) / A; \quad (3.18)$$

- на осьовий розтяг
$$f_{c,tk} = (\beta \cdot F \cdot k_w) / A; \quad (3.19)$$

- на розтяг при розколюванні $f_{c,m} = (\gamma \cdot 2F \cdot k_w) / (\pi \cdot A)$; (3.20)

- на розтяг при згині $f_{c,dl} = (\delta \cdot F \cdot l \cdot k_w) / (a \cdot b^2)$, (3.21)

де F – руйнівне навантаження, Н; A – площа робочого перерізу зразка, мм²;

a – ширина поперечного перерізу призми, мм (см);

b – висота поперечного перерізу призми, мм;

l – відстань між опорами при випробуваннях зразків-призм на розтяг при згині, мм;

α , β , γ , δ – масштабні коефіцієнти для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форми;

k_w – поправочний коефіцієнт для ніздрюватого бетону, який враховує вологість зразків на момент випробування.

Значення масштабних коефіцієнтів визначають експериментально. Для окремих видів бетонів їх допускається приймати згідно табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Значення масштабних коефіцієнтів для окремих видів бетонів

Форма і розміри зразка, мм	Коефіцієнти, що застосовуються при випробуванні на міцність				
	при стиску, α всіх видів бетонів, крім ніздрюватого	на розтяг при розколюванні γ		на розтяг при згині важкого бетону δ	при осьовому розтягу β
		важкого бетону	дрібнозернистого бетону		
Куб із розміром ребра або квадратна призма із розміром сторони:					
70	0,85	0,78	0,87	0,86	0,86
100	0,95	0,88	0,92	0,92	0,92
150	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,05	1,10	1,05	1,15	1,08
300	1,10	-	-	1,34	-

продовження табл. 2.10

Форма і розміри зразка, мм	Коефіцієнти, що застосовуються при випробуванні на міцність				
	при стиску, α всіх видів бетонів, крім ніздрюватого	на розтяг при розколванні γ		на розтяг при згині важкого бетону δ	при осьовому розтягу β
		важкого бетону	дрібнозернистого бетону		
Циліндр (діаметр×висоту)					
100×200	1,16	0,98	0,99	-	-
150×300	1,20	1,13	1,08	-	-
200×400	1,24	-	-	-	-
300×600	1,28	-	-	-	-

Примітка. Для ніздрюватого бетону з середньою густиною менше 400 кг/м^3 масштабний коефіцієнт α слід приймати рівним 1,0 незалежно від розмірів і форми зразків. Для бетону з середньою густиною 400 кг/м^3 і більше масштабний коефіцієнт α для циліндрів діаметром і заввишки 70 мм, що вибурювались, і кубів з ребром завдовжки 70 мм, що випилювались, приймають рівним 0,90, а для циліндрів діаметром і заввишки 100 мм і кубів з ребром завдовжки 100 мм – рівним 0,95.

Рекомендовані схеми випробувань контрольних зразків приведені на рис. 3.8-3.10.

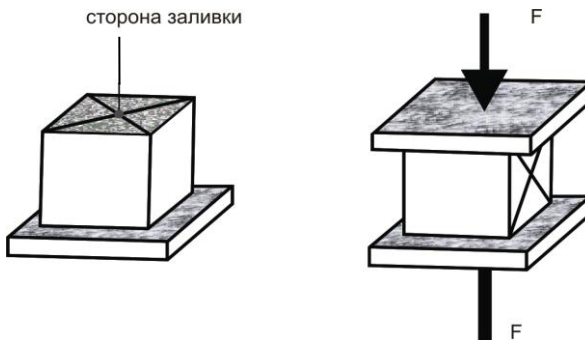


Рис. 3.8. Схема випробувань на стиск

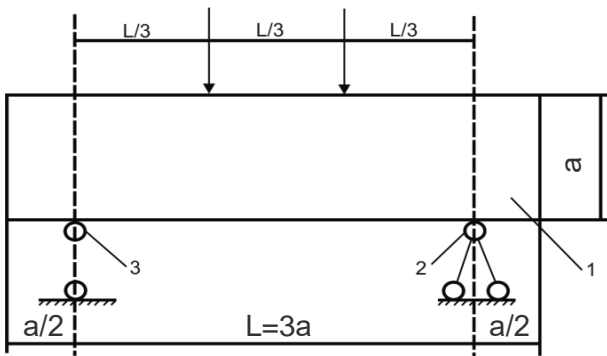


Рис. 3.9. Схема випробувань на розтяг при згині:
 1 – зразок-призма; 2 – нерухома опора; 3 – рухома опора

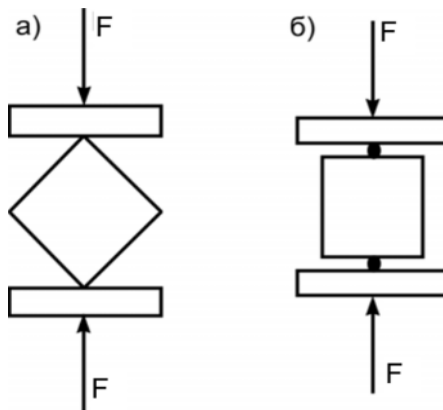


Рис. 3.10. Схема випробування кубів на розколювання:
 а – в положенні «на ребро»; б – в положенні «на грані» за допомогою металевих стержнів

Зразок бетону випробовують на міцність за допомогою гідравлічного пресу, рис. 3.11.

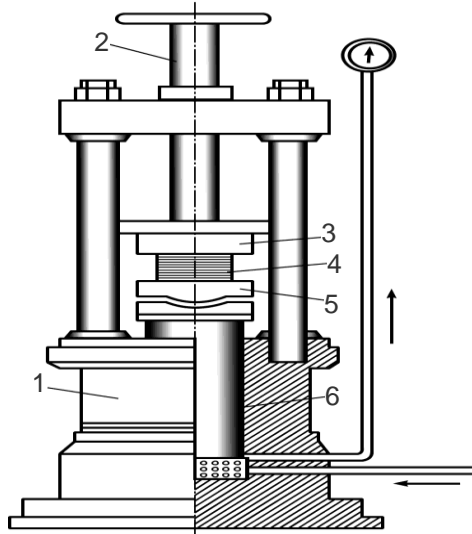


Рис. 3.11. Схема гідравлічного пресу:
 1 – станина; 2 – гвинт; 3 – верхня опорна плита; 4 – зразок;
 5 – нижня опорна плита; 6 – поршень

Для *прискороного визначення міцності* бетону при твердненні в нормальних умовах застосовують експериментально встановлену градувальну залежність між нею і міцністю зразків, що тверднули при тепловій обробці. Теплову обробку зразків проводять за режимами, приведеними в табл. 3.4.

Градувальну залежність встановлюють для бетонів одного проектного віку, що приготовлені з однакових матеріалів незалежно від складу і його класу.

Градувальну залежність приймають лінійною, типу:

$$f_{cm} = \epsilon_0 + \epsilon_1 f'_{cm}, \quad (3.22)$$

де f'_{cm} – міцність бетону при прискороному твердненні.

Таблиця 3.4

Режими теплової обробки зразків бетону для
прискореного визначення міцності

Етапи тверднення	Темпе- ратура, °С	Режим I		Режим II	
		Номіналь- на трива- лість, год	Граничні відхилен- ня, хв	Номіналь- на трива- лість, год	Граничні відхилен- ня, хв
Попередня витримка на повітрі	20±5	2	±15	1	±5
Прогрів у воді	70±2	16	±15	4,5	±5
Охолоджен ня на повітрі до розпалуб- лення	20±5	0,5	±5	0,5	±5
Охолоджен ня на повітрі після розпалуб- лення	20±5	1	±10	1	±10
Загальна тривалість тверднення		19,5	±25	7	±15

Міцність бетону при застосуванні неруйнівних методів визначають за попередньо встановленими градувальними залежностями між міцністю зразків на стиск та непрямими характеристиками міцності. Розрізняють механічні та фізичні неруйнівні методи (рис. 3.12). *Механічні методи* базуються на кореляційних зв'язках між міцністю та іншими механічними характеристиками бетону (твердістю, пружністю, здатністю до пластичних деформацій та ін.), а також зусиллями, що викликають його місцеві руйнування. При *фізичних методах* застосовуються кореляційні зв'язки міцності бетону зі

швидкістю розповсюдження в ньому ультразвукових хвиль та деякими іншими фізичними характеристиками (частотою коливань, інтенсивністю гамапромінювання при проходженні крізь бетон та ін.). Із фізичних методів на практиці застосовується ультразвуковий метод.

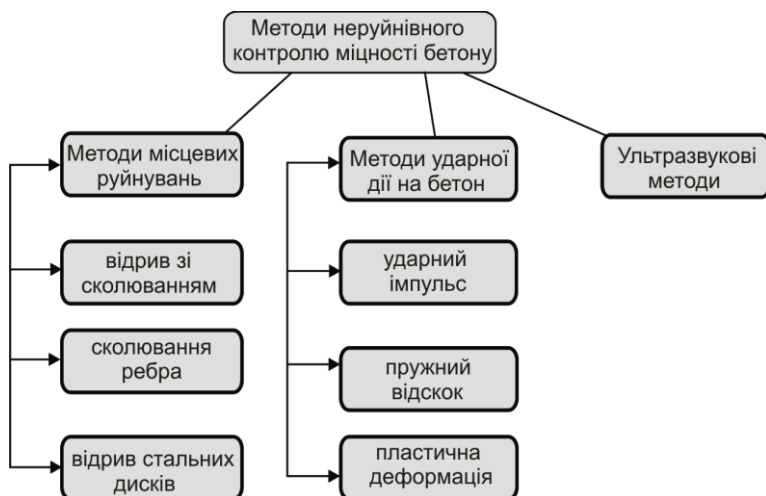


Рис. 3.12. Класифікація методів неруйнівного контролю міцності бетону

Відповідно до ДСТУ БВ.2.7–220:2009 непрямыми характеристиками міцності при застосуванні механічних неруйнівних методів можуть бути:

- значення відскоку бойка від поверхні бетону (або притиснутого до неї ударника);
- параметр ударного імпульсу (енергія удару);
- розміри відбитку на бетоні (діаметр, глибина тощо) або співвідношення діаметрів відбитків на бетоні і стандартному зразку при ударі чи вдавлюванні індентора в поверхню бетону;
- значення напруження, необхідного для місцевого руйнування бетону при відриві приклеєного до нього металевого диска;

- значення зусилля, необхідного для сколювання ділянки бетону на ребрі конструкції;
- значення зусилля місцевого руйнування бетону при вириванні з нього анкерного пристрою.

Механічні методи неруйнівного контролю застосовують для визначення всіх видів нормованої міцності, а також при прийманні конструкцій та їх обстеженні. Область застосування того чи іншого методу залежить від граничних значень вимірюваної міцності (табл. 3.5).

Таблиця 3.5

Граничні значення міцності бетону при застосуванні механічних неруйнівних методів

Найменування методу	Граничні значення міцності бетону, МПа
Пружний відскок і пластична деформація	5-50
Ударний імпульс	10-70
Відрив	5-60
Сколювання ребра	10-70
Відрив зі сколюванням	5-100

Ультразвуковий метод (ДСТУ БВ.2.7–226:2009) базується на зв'язку між міцністю бетону та швидкістю поширення ультразвукових коливань. Цей метод застосовують для прискореного визначення міцності на стиск бетону класів С8/10...С30/37 збірних і монолітних конструкцій і споруд. Його застосовують також для визначення міцності бетону в процесі тверднення в теплових установках або в природних умовах.

Градувальна залежність між прямою і непрямою характеристиками міцності може мати вигляд графіка, таблиці або формули.

3.4. Деформативні властивості

Деформативні властивості характеризують здатність матеріалу змінювати свою форму і розміри під дією зовнішніх навантажень, або під впливом температури і вологості

оточуючого середовища, різних фізико-хімічних процесів. До першого виду деформацій відносяться силові деформації, що виникають при короткочасному або тривалому навантаженні (пружність, повзучість), другого виду – температурно-усадочні (власні) деформації.

Пружність. Пружні властивості бетону характеризуються *модулем пружності* – відношенням нормального напруження (σ) до відповідної відносної деформації (ϵ).

Для бетону характерні пружно-пластичні властивості, тому модуль пружності визначають при рівні навантаження, який відповідає ділянці діаграми σ - ϵ , що наближається до лінійної (рис 3.13). Відповідно до ДСТУ Б В.2.7-217:2009 модуль пружності бетону знаходять при рівні навантаження 30% від руйнівного.

Для визначення модуля пружності бетону застосовують зразки призми квадратного перерізу або циліндри з відношенням висоти і ширини (діаметру) рівним 4. За базовий приймають зразок призми розмірами 150×150×600 мм. Можливе також застосування зразків завширшки (діаметром) 70, 100, 200 і 300 мм з врахуванням найбільшої крупності заповнювача.

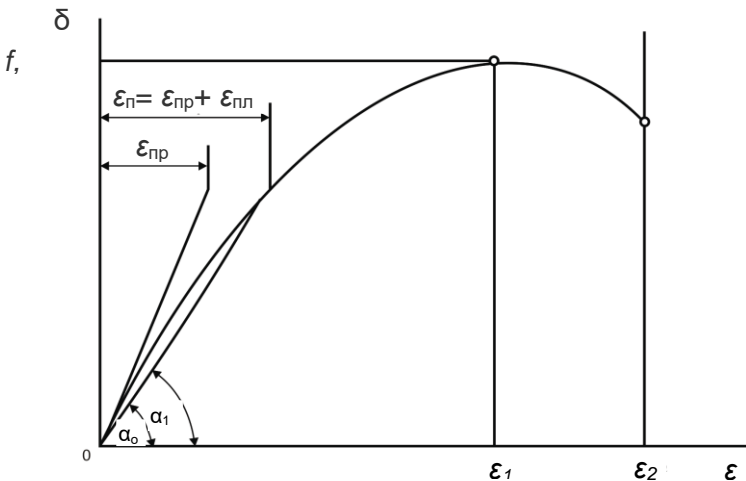


Рис. 3.13. Залежність "напруження-деформація" при стиску бетону:
 ϵ_{np} – пружна деформація; ϵ_{nl} – пластична деформація;
 ϵ_n – повна деформація

Модуль пружності E_{σ} розраховують для кожного зразка за формулою:

$$E_{\sigma} = \frac{\sum \Delta \sigma_{np}}{\sum \Delta \varepsilon_{np}}, \quad (3.23)$$

де $\sum \sigma_{np}$ – сумарний приріст навантаження від умовного нуля до навантаження, що дорівнює 30% від руйнівного;

$\sum \varepsilon_{np}$ – сумарний приріст відносної пружної повздовжньої деформації зразка.

Коефіцієнт Пуассона – коефіцієнт поперечної деформації розраховують для кожного зразка при рівні навантаження 30% від руйнівного за формулою:

$$\mu = \frac{\sum \varepsilon_{2np}}{\sum \varepsilon_{1np}}, \quad (3.24)$$

де $\sum \varepsilon_{1np}$ і $\sum \varepsilon_{2np}$ – сумарний приріст відносної відповідно пружної повздовжньої і поперечної деформації зразка.

Модуль пружності бетону тісно скорельований із його міцністю. При проектуванні конструкцій для прогнозування модуля пружності бетону при завантаженні його у віці τ найбільше застосування мають залежності типу:

$$E_{\sigma} = \frac{E_m \cdot f_{c,\tau}}{S + f_{c,\tau}}, \quad (3.25)$$

де $f_{c,\tau}$ – кубикова міцність бетону на стиск при певній тривалості твердіння (τ);

E_m і S – емпіричні константи. У будівельних нормах рекомендуються значення $E_m=52000$; $S=23$.

Європейським комітетом з бетону і нормами деяких країн рекомендується залежність:

$$E_{\sigma} = C (f_{c,\tau})^{\gamma}, \quad (3.26)$$

де $C=1900$; $\gamma=0,5$.

Пружні властивості бетону можуть характеризуватися як статичним так і *динамічним модулем пружності* (E_{δ}), що враховує напруження, котрі виникають при коливаннях зразка.

Динамічний модуль пружності найбільш часто визначають резонансним методом на основі вимірювань частоти власних коливань бетонного зразка призматичної або циліндричної форми.

Взаємозв'язок між статистичним і динамічним модулями пружності, а також залежність між E_d і міцністю бетону приведений на рис. 3.14 та 3.15.

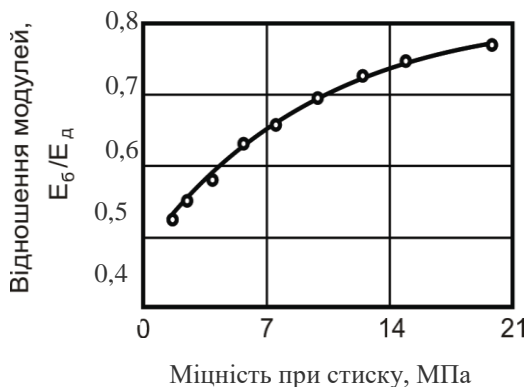


Рис. 3.14. Відношення статичного модуля пружності до динамічного для бетонів різної міцності

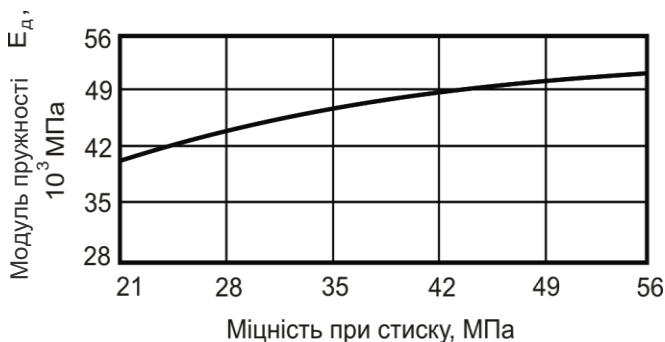


Рис. 3.15. Залежність між динамічним модулем пружності і міцністю бетону при стиску

Усадка. При гідратації цементу, зменшенні вологості цементного каменю і його карбонізації має місце *деформація усадки*. Відносне зменшення лінійних розмірів ненавантаженого зразка в часі називають *лінійною відносною деформацією усадки* (ϵ_{cs}). Відносне зменшення лінійних розмірів ненавантаженого зразка, викликане випаровуванням з нього води при нагріванні називають *лінійною відносною температурною деформацією усадки* ($\epsilon_{cs}(t)$).

Деформації усадки бетону визначають за ДСТУ БВ.2.7-216:2009 на трьох зразках-призмах, співвідношення для яких розмірів перерізу і висоти становить 4. За базовий зразок приймають призму з розмірами 150×150×600 мм. Після розпалублення і до початку випробувань зразки зберігають в однакових, як правило, нормальних температурно-вологісних умовах.

Для визначення деформацій усадки застосовують пристрій, схему якого показано на рис. 3.16.

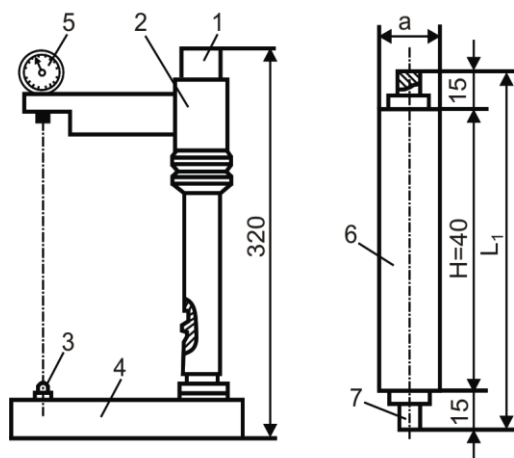


Рис. 3.16 Схема пристрою для визначення деформацій усадки зразків з розмірами поперечного перерізу 40×40 мм:
 1 – стояк; 2 – кронштейн; 3 – конусоподібний виступ; 4 – нижня опора;
 5 – індикатор; 6 – зразок; 7 – репер; а – розмір сторони поперечного перерізу зразка; Н – висота зразка; L_1 – база вимірів

Поряд із усадкою, обумовленою висиханням, бетон піддається *усадці в результаті карбонізації* за рахунок вуглекислого газу, наявного в атмосфері. Вуглекислий газ взаємодіє в присутності вологи із продуктами гідратації цементу, що супроводжується збільшенням загальної усадки бетону (рис. 3.17). Більшою мірою усадка за рахунок карбонізації позначається на загальну усадку після висихання бетону і при поперемінному зволоженні й висушуванні.

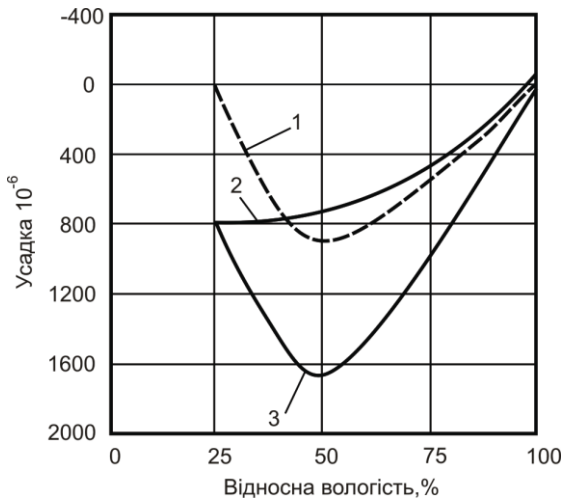


Рис. 3.17. Усадка при висиханні і усадка при карбонізації бетону при різній вологості повітря:

1 – при карбонізації; 2 – при висиханні; 3 – сумарна усадка

Повзучість. Повзучість бетону – це його здатність деформуватися в часі при тривалій дії постійного навантаження. Згідно ДСТУ БВ.2.7-216:2009 визначається *лінійна відносна деформація повзучості* ϵ_{cc} – відносне зменшення лінійних розмірів навантаженого зразка в часі, викликане дією постійного зовнішнього навантаження.

Для визначення деформацій повзучості застосовують такі ж зразки як при визначенні усадки з врахуванням найбільшої крупності заповнювачів. Зразки виготовляють окремими

серіями (3 зразка) і зберігають в нормальних температурно-вологісних умовах.

Випробування повзучості бетону виконують на пневмогідравлічних, пружинно-гідравлічних або пружинних пристроях (рис. 3.18).

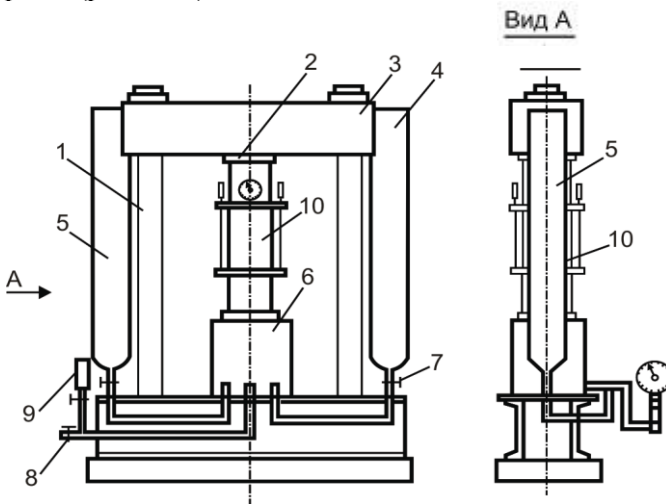


Рис. 3.18. Схема пневмогідравлічного пристрою для визначення деформацій повзучості:

1 – стояк; 2 – верхня опорна плита; 3 – траверса; 4,5 – балони з інертним газом; 6 – гідравлічний домкрат із шарнірною опорною плитою; 7 – вентиль балона; 8 – вхідний вентиль; 9 – манометр зразковий; 10 – зразок

Відносні деформації повзучості кожного зразка обчислюють за формулою:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_n - \varepsilon_{np} + \varepsilon(t) - \varepsilon_{cs}, \quad (3.27)$$

де ε_n і ε_{np} – середні значення повних і пружних деформацій, визначених при ступінчастому завантаженні;

$\varepsilon(t)$ – середнє значення відносної деформації навантаженого зразка;

ε_{cs} – середнє значення відносної деформації усадки.

3.5. Водонепроникність та морозостійкість

Водонепроникність. Водонепроникність бетону за ДСТУ Б В.2.7 – 170:2008 оцінюють за максимальним тиском води, при якому ще не спостерігається її просочування крізь зразок (метод “мокрої плями”). Для серії, що складаються з шести зразків, водонепроникність оцінюють за максимальним тиском при якому на чотирьох із шести зразків не спостерігалось просочування води. Залежно від водонепроникності серії зразків приймають *марку бетону за водонепроникністю* в МПа.

Марки бетону за водонепроникністю знаходяться в діапазоні W2- W20.

Для визначення водонепроникності виготовляють або вибурюють із конструкцій чи елементів споруд зразки-циліндри з діаметром 150 мм.

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. 3.19).

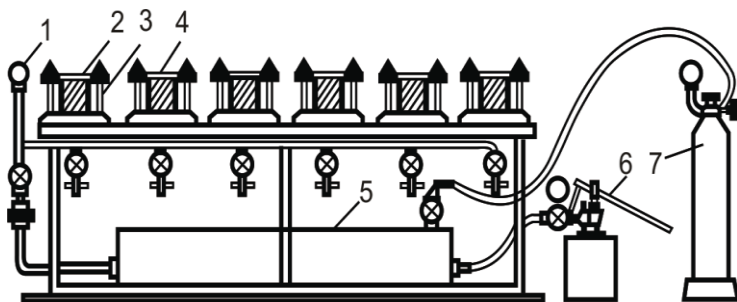


Рис. 3.19. Установка для випробування бетону на водонепроникність:

- 1 – манометр; 2 – зажимні фланці; 3 – обойма; 4 – бетонний зразок;
- 5 – конденсатор тиску; 6 – водяний насос; 7 – балон зі стиснутим газом

Застосовують також прискорений метод визначення водонепроникності бетону за його повітропроникністю. Для проведення випробувань використовують прилади типу "Агама –2РМ" (рис. 3.20), 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 (табл. 3.6).



Рис. 3.20. Прилад "Агама – 2РМ"

Таблиця 3.6

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

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.

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

$$K_f = \frac{\eta \cdot Q \cdot \delta}{S \cdot \tau \cdot p}, \quad (3.28)$$

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 різній температурі:

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

Коефіцієнт фільтрації бетону допускається визначати прискореним методом за допомогою фільтратометру (рис. 3.21) за ДСТУ БВ.2.7 – 170:2008.

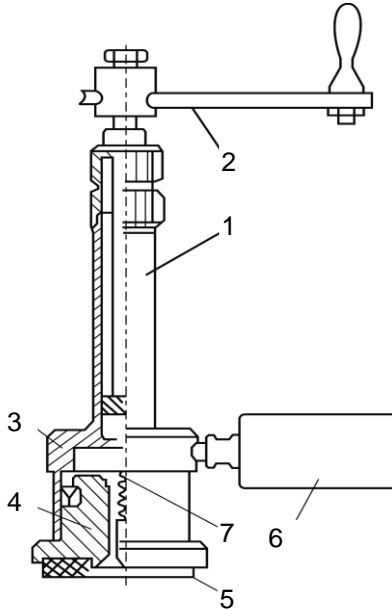


Рис. 3.21. Фільтратометр ФМ-3:

- 1 – гідравлічний 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. 3.7.

Таблиця 3.7

Зв'язок між K_{ϕ} і маркою бетону за водонепроникністю

Коефіцієнт фільтрації K_{ϕ} , 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

Морозостійкість. Морозостійкість бетону – це його здатність зберігати міцність та інші фізико-механічні властивості при багатократному заморожуванні та відтаванні у насиченому водою стані. Вона оцінюється *марками за морозостійкістю* (F) – встановленими нормами мінімальним числом циклів заморожування та відтавання зразків, що випробувані за базовими методами, при якому зберігаються у визначених межах початкові фізико-механічні властивості бетону. 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. 3.8).

Таблиця 3.8

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. 3.8

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 $-(18\pm 2)$	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, $-(50\pm 5)$	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, $-(18\pm 2)$	-	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів
П'ятий	Вода	Повітряне $-(18\pm 2)$	Повітряне	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів

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

Марку бетону за морозостійкістю приймають такою, що відповідає необхідній, якщо середнє значення міцності на стиск

основних зразків після нормованого (табл. 3.9) 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%.

Таблиця 3.9

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)	Четвертий (прискорений)
25	$\frac{15^*}{25}$	-	-	-	-
35	$\frac{25}{35}$	-	-	-	-
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	5
150	$\frac{100}{150}$	$\frac{100}{150}$	$\frac{20}{30}$	4	10
200	$\frac{150}{200}$	$\frac{150}{200}$	$\frac{30}{45}$	5	20
300	$\frac{200}{300}$	$\frac{200}{300}$	$\frac{45}{75}$	8	37
400	$\frac{300}{400}$	$\frac{300}{400}$	$\frac{75}{100}$	12	56
500	$\frac{400}{500}$	$\frac{400}{500}$	$\frac{100}{150}$	15	80
600	$\frac{500}{600}$	$\frac{500}{600}$	$\frac{150}{200}$	19	105
800	$\frac{600}{800}$	$\frac{600}{800}$	$\frac{200}{300}$	27	155
1000	$\frac{800}{1000}$	$\frac{800}{1000}$	$\frac{300}{450}$	35	205

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

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 масу.

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 неї 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.

П'ятий (структурно-механічний) метод визначення морозостійкості (ДСТУ Б В.2.7-51-96) базується на її кореляційному зв'язку з капілярною пористістю бетону.

3.6. Теплофізичні властивості

До групи теплофізичних властивостей бетону можна віднести тепловідлення, теплопровідність, теплоємність, коефіцієнти температуропровідності та лінійного температурного розширення, термостійкість та ін. Показники цих властивостей враховують при розрахунках огорожувальних конструкцій на термічний опір, температурних полів і тріщиностійкості масивних споруд, режимів теплової обробки конструкцій, їх тверднення в умовах низьких температур, поведінки при нагріванні та ін.

Для випробувань *теплопровідності* бетонів в інтервалі 5...40° С застосовують вимірювальний комплекс (рис. 3.22), який складається з:

- первинного перетворювача, призначеного для перетворення імпульсу електричної енергії в теплову та створення електричного сигналу, який характеризує зміну температури поверхні матеріалу під дією теплового імпульсу.
- вторинного вимірювального приладу для реєстрації електричного сигналу;
- імпульсного джерела струму з таймером теплового імпульсу, який забезпечує нагрів пластини первинного перетворювача.

При стаціонарному тепловому режимі для проведення випробувань з визначення теплопровідності застосовують прилади, які мають нагрівач і охолоджувач, а також тепломір і датчики температури.

Тепловідлення бетону є результатом екзотермічних реакцій, що відбуваються при гідратації і твердненні цементу. Експериментальне визначення тепловідлення можливе в калориметрах термосного, ізотермічного і адіабатичного типів. В термосних калориметрах зберігається теплота, що виділяється при гідратації цементу, і встановлюється деякий перемінний температурний режим тверднення зразків. В ізотермічних калориметрах підтримується постійна температура тверднення, а в адіабатичних температура в камері встановлюється така ж як і всередині зразка і при твердненні останнього вона поступово підвищується.

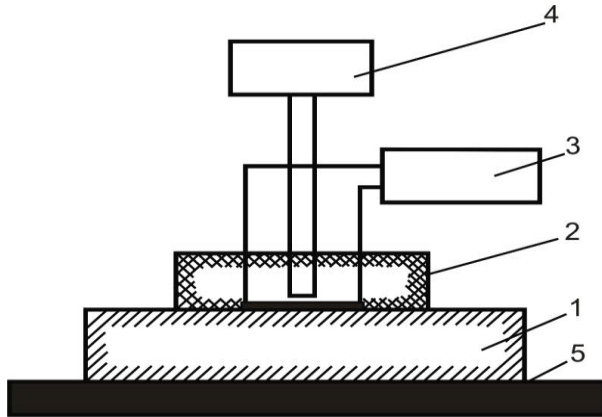


Рис. 3.22. Схема вимірювального комплексу для визначення теплопровідності поверхневим перетворювачем:

- 1 – досліджуваний матеріал; 2 – первинний перетворювач;
 3 – вторинний вимірювальний прилад для реєстрації електричного сигналу; 4 – імпульсне джерело струму з таймером теплового імпульсу; 5 – основа

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. Схема адіабатичного калориметра приведена на рис. 3.23.

Питоме тепловиділення цементів різних видів і марок залежно від температури і тривалості тверднення бетону за даними С.А. Миронова приведене в табл. 3.10.

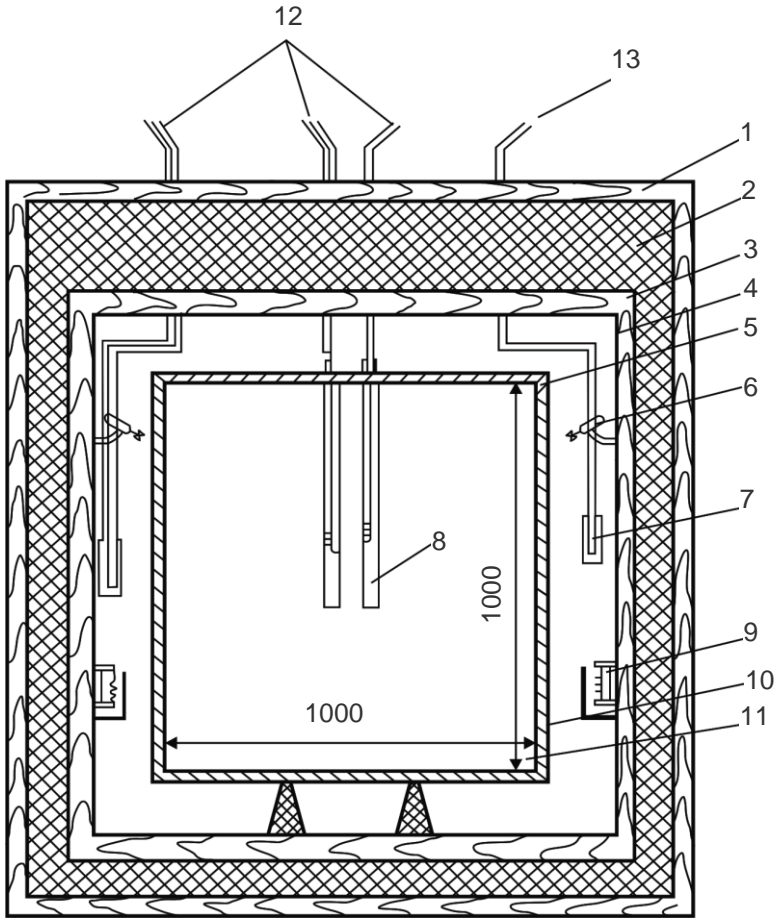


Рис. 3.23. Схема адіабатичного калориметра:

- 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

Таблиця 3.10

Питоме тепловиділення цементу різних видів і марок залежно від температури і часу тверднення бетону

Вид і марка цементу	Температура, °С	Тепловиділення, кДж/кг, через діб							
		0,25	0,5	1	2	3	7	14	28
Портланд-цемент М300	5	-	-	25,2	58,8	88,2	168,0	205,8	235,2
	10	8,4	21,0	42,0	84,0	126,0	197,4	231,0	273,0
	20	29,4	42,0	75,6	126,0	168,0	231,0	252,0	294,0
	40	50,4	84,0	147,0	201,6	231,0	252,0	294,0	-
	60	84,0	147,0	193,2	243,6	264,6	294,0	-	-
Портланд-цемент М400	5	-	-	29,4	63,0	84,0	168,0	210,0	252,0
	10	12,6	25,2	50,4	105,0	138,6	210,0	252,0	294,0
	20	46,2	67,2	105,0	168,0	210,0	273,0	315,0	336,0
	40	54,6	126,0	189,0	231,0	273,0	315,0	336,0	-
	60	105,0	168,0	231,0	273,0	315,0	336,0	-	-
Портланд-цемент М500	5	12,6	21,0	42,0	84,0	126,0	189,0	231,0	252,0
	10	21,0	42,0	63,0	105,0	159,6	252,0	285,6	315,0
	20	50,4	84,0	126,0	189,0	252,0	294,0	336,0	378,0
	40	105,0	168,0	210,0	268,8	294,0	357,0	378,0	-
	60	189,0	231,0	273,0	315,0	348,6	378,0	-	-
Шлакопортландцемент і пуцолановий портландцемент М300	5	-	12,6	21,0	42,0	71,4	126,0	168,0	189,0
	10	-	21,0	33,6	63,0	96,6	163,8	210,0	231,0
	20	-	37,8	63,0	126,0	138,6	205,8	243,6	273,0
	40	42,0	75,6	117,6	168,0	201,6	247,8	273,0	-
	60	63,0	105,0	147,0	201,6	222,6	273,0	-	-

Корозійна стійкість. *Корозія бетону* – це незворотне погіршення його властивостей в результаті хімічного, фізико-хімічного, біологічного впливу оточуючого середовища або під дією агресивних агентів, які вносяться з компонентами бетонної суміші при її виготовленні.

Лабораторний метод випробувань на корозійну стійкість цементних бетонів полягає у порівнянні значень характерних показників зразків, що знаходились у рідкому агресивному середовищі зі значеннями аналогічних показників в

неагресивному середовищі або еталонних зразків. Кількість зразків повинна бути не менше 3. Показники, які рекомендують вибирати для оцінювання корозійної стійкості бетону наведені в табл. 3.11.

Таблиця 3.11

Показники що визначаються при випробуваннях бетону
на корозійну стійкість

Показники зразків	Основні показники агресивних середовищ					
	Жорсткість, ммоль	Показник рН	вуглекислий газ CO ₂	агресивний іон		
				Mg ²⁺	NH ₄ ⁺	SO ₄ ²⁻
Зовнішній вигляд зразків	+	+	+	+	+	+
Маса, кг/м ³	+	+	+	+	+	+
Об'ємні зміни, %	-	(+)	-	(+)	-	+
Динамічний модуль, МПа (м·с ⁻¹)	+	+	+	+	+	+
Міцність при стиску, МПа	+	+	+	+	+	+
Міцність на розтяг при згині, МПа	+	+	+	+	+	+
Водонепроникність або коефіцієнт фільтрації	+	+	+	+	+	+
Загальна пористість, %, об'ємні	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)
Вміст залежно від відстані від поверхні зразку, % маси цементу SO ₃	-	-	-	-	-	(+)
Mg ²⁺	-	-	--	(+)	-	-
Ca ²⁺	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	-
Глибина пошкодження, мм	+	+	+	+	(+)	-
Глибина нейтралізації бетону, мм	+	+	+	+	+	+

Примітка. Знак "+" вказує на обов'язковість визначення; знак "(+)" – визначати додатково; знак "-" – визначати не потрібно.

Метод визначення корозійної стійкості бетону в розчинах кислот базується на вимірюванні швидкості хімічної взаємодії кислоти з бетоном при постійному занурюванні зразків бетону в розчин кислоти заданої концентрації. Застосовують зразки-циліндри з бетонної суміші заданого складу діаметром і висотою 50 або 100 мм при розмірі зерен крупного заповнювача відповідно не більше 10 і 20 мм.

Масу цементного каменю (г/см^3) в перерахунку на $\text{CaO}(\text{P}_{\text{CaO}})$, яка прореагувала з кислотою розраховують за формулою:

$$P_{\text{CaO}} = \frac{(q_1 - q_2)M \cdot K_{\text{екв}(\text{CaO})} \cdot 0,05608Q}{Sq_3}, \quad (3.29)$$

де q_1 – об'єм стандартного розчину з відомої концентрацією, що пішов на титрування вихідного розчину кислоти до випробувань, см^3 ;

q_2 – об'єм стандартного розчину з відомої концентрацією, що пішов на титрування розчину після взаємодії з бетоном, см^3 ;

q_3 – об'єм розчину кислоти, що була відібрана для титрування, см^3 ;

S – площа робочої поверхні зразків, яка приймала участь у взаємодії з кислотою, см^2 ;

Q – об'єм розчину кислоти, що приймала участь у взаємодії з бетоном в кожний проміжок часу між окремими відборами проб, см^3 ;

M – молярність розчину;

$K_{\text{екв}(\text{CaO})} = 1/2$; $0,05608$ – молярна маса CaO , яка відповідає 1 см^3 розчину кислоти з концентрацією 1 моль/дм^3 .

Розраховують глибину корозійного руйнування бетону:

$$\Gamma_p = \frac{\sum P_{\text{CaO}}}{\text{Ц}\beta}, \quad (3.30)$$

де Ц – маса цементу в 1 см^3 зразка, г/см^3 ;

β – вміст CaO в цементі за результатами хімічного аналізу.

При розробці технології і 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 збережаність сталеві арматури в залізобетонних конструкціях, а також призначати склади бетону для експлуатації в атмосфері зі заданим вмістом вуглекислого газу.

Зразки для випробувань можуть мати форму куба, циліндра або пластини з мінімальним розміром робочої грані не менше 7 см і завтовшки не менше 3 см. Число основних зразків повинно бути не менше 6, а додаткових – не менше 3 шт. Зразки повинні тверднути в умовах характерних для досліджуваного бетону в конструкціях до досягнення проектної міцності.

Для проведення випробувань застосовують установку з автоматичним забезпеченням заданої концентрації вуглекислого газу (рис. 3.24). В камері установки підтримуються концентрація вуглекислого газу ($10\pm 0,5\%$) за об'ємом, температура (20 ± 5)°С, відносна вологість ($75\pm 3\%$). Для підтримування заданої відносної вологості середовища у ванну заливають насичений розчин хлориду натрію.

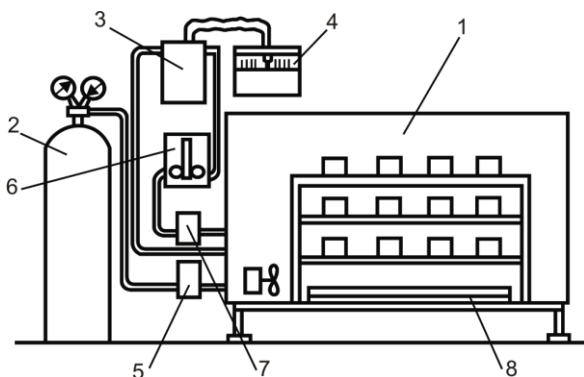


Рис. 3.24. Установка для випробувань бетону в середовищі вуглекислого газу:

- 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 , $\text{см}^2/\text{с}$, розраховують за формулою:

$$D = \frac{m_0 x^2}{2c\tau}, \quad (3.31)$$

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:

$$m_0 = 0,4ЦPC_n, \quad (3.32)$$

де $Ц$ – витрата цементу, г в, 1 см^3 бетону;

P – кількість основних оксидів в цементі у перерахунку на CaO (орієнтовно $P=0,6$);

C_n – ступінь нейтралізації бетону (в середньому $f=0,6$).

Більш точний розрахунок m_0 виконується за даними хімічного аналізу кількості зв'язаного вуглекислого газу у зовнішньому і внутрішньому шарах бетону, % маси.

Результати випробувань оцінюють за табл. 3.12.

Таблиця 3.12

Ефективний коефіцієнт дифузії вуглекислого газу в бетоні

Характеристика проникності бетону	$D \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{с}$
Бетон нормальної проникності	Від 0,2 до 1
Бетон пониженої проникності	Від 0,04 до 0,2
Бетон особливо низької проникності	Менше 0,04

Глибину карбонізації бетону X за час τ у повітряному середовищі розраховують за формулою:

$$X = \sqrt{\frac{2DC}{m_0}}, \quad (3.33)$$

де C – концентрація вуглекислого газу.

Для прискореного визначення захисної дії бетону по відношенню до сталевї 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 з встановленими критичними значеннями(рис. 3.25).

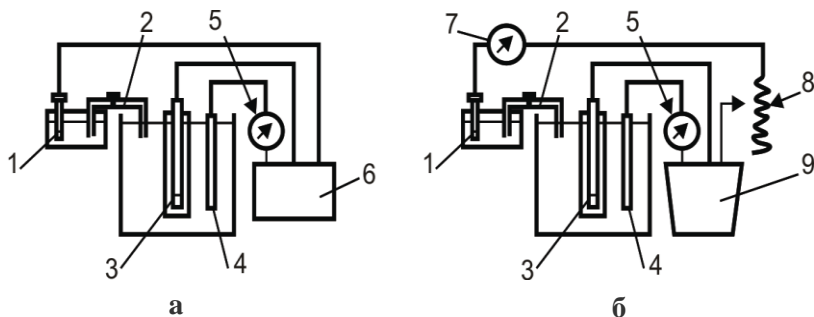


Рис. 3.25. Електричні схеми зняття потенціодинамічних і гальванодинамічних поляризаційних кривих:

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

Електрохімічні методи рекомендується застосовувати для:

- оцінювання здатності бетону до пасивації сталеві арматури в певний момент тверднення;
- оцінювання впливу різних видів цементів і добавок у бетонній суміші на захисну дію бетону по відношенню до сталеві арматури.

Для оцінки корозійного стану арматури в бетоні розраховують густину струму i , мкА/см², при кожному фіксованому значенні потенціалу за формулою:

$$i = \frac{I}{S}, \quad (3.34)$$

де I – сила струму, мкА;

S – площа робочої поверхні, см².

За отриманими результатами будують графік (поляризаційну криву) в координатах: по осі абсцис – густина струму мкА/см^2 , по осі ординат – потенціал робочого електроду E , мВ.

Корозійний стан сталльної арматури в бетоні оцінюють за показниками, приведеними в табл. 3.13.

Таблиця 3.13

Показники корозійного стану сталльної арматури в бетоні

Показник	Корозійний 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

4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Будівельні матеріали, у т.ч. і бетони, є фізичними об'єктами. При їх розробці, визначенні параметрів виробництва та оцінці якості виконуються експериментальні дослідження. Історично створення нових будівельних матеріалів та розробка їх технологій були, як правило, спільним результатом реалізації передового будівельно-технологічного досвіду, а також відповідних фізичних та хімічних досліджень. Виникнувши як суто емпірична наука – бетонознавство – на сьогодні широко використовує теоретичні методи дослідження, що дозволяють формулювати необхідні наукові теорії та узагальнення. Разом з тим, як і для інших прикладних наук, роль експерименту при дослідженні властивостей і технологічних параметрів отриманих бетонів залишається вирішальною. На сучасному етапі для розвитку бетонознавства особливого значення набувають інформаційні технології, методи фізичного та математичного моделювання, системний аналіз.

У дослідженнях бетону, як і інших об'єктів, широко використовуються принципи сучасної теорії експерименту. Вони спрямовані на оптимальну організацію експерименту, обробку його результатів та отримання обґрунтованих висновків. Основою теорії експерименту є математична статистика, що дозволяє використовувати методи, які враховують стохастичний характер експериментальних результатів та засновані на статистичній перевірці гіпотез.

Важливе місце в теорії експерименту належить концепції його оптимального планування, відповідно до якої може бути отримана математична модель об'єкта за результатами оптимально спланованих дослідів.

4.1. Бетон як стохастичний об'єкт

Сучасні будівельні матеріали – складні гетерогенні системи, що характеризуються безліччю як внутрішніх, так і зовнішніх зв'язків на мікро- і макрорівнях, що формують їхню структуру та властивості.

Залежно від ступеня визначеності всі зв'язки можна поділити на детерміновані та імовірнісні чи стохастичні. Перші є строго обумовленими та передбачуваними. Наприклад, знаючи густину речовини, з якої складається матеріал (дійсна густина) і густину самого матеріалу (середня густина), можна розрахувати його загальну пористість, знаючи кількість зерен і розподіл їх за діаметрами, визначити питому поверхню.

Разом з тим більшість зв'язків і, як наслідок, якісних показників матеріалів є стохастичними, тобто такими, що характеризуються з певною ймовірністю, і, відповідно, мають деяку невизначеність. До найбільш характерних стохастичних зв'язків можна віднести зв'язки між параметрами складу або структури матеріалу та їх властивостями, параметрами впливу зовнішнього середовища та реакціями матеріалів на них. Стохастичність таких зв'язків обумовлена:

- неоднорідностями та дефектами структури матеріалів, починаючи від атомно-молекулярного рівня складаючих їх речовин до макрорівня, що характеризується просторовим розташуванням та взаємодією основних фаз;

- складним, часто різноспрямованим впливом багатьох факторів, їх мінливістю, процесами "життєдіяльності" матеріалу в часі (тепло- та масообмін, фізико-хімічні зміни, деструкція).

Поведінка всіх стохастичних систем у тому числі і будівельних матеріалів на всіх етапах їх технології та експлуатації можна прогнозувати в заданих умовах з деякою ймовірністю відповідно до закономірностей, що мають статистичний характер. У міру поглиблення теоретичних уявлень про механізми структуроутворення та "синтез властивостей" матеріалів, закономірностей їх функціонування в конкретному середовищі точність і надійність передбачень, пов'язаних з поведінкою матеріалів, збільшується, хоча

імовірнісний їх характер залишається. Стохастичні закономірності для певних фізичних та хімічних систем є базисом для розробки нових матеріалів із заданими властивостями.

Імовірнісний характер основних оцінок і висновків при дослідженні будівельних матеріалів обумовлює необхідність широкого використання методології статистичного аналізу. Вона включає експериментальне визначення характеру розподілу досліджуваного параметра, необхідне для вибору статистичного методу вирішення завдання, розрахунок числових характеристик розподілу, встановлення їх довірчих границь.

З деякої можливої сукупності усіх спостережень, або *генеральної сукупності чисел*, в реальному експерименті отримують певну *вибірку* (статистичну сукупність), яка включає n спостережень. Статистичну сукупність чисел, отриманих при значному числі випробувань, можна виразити графічно у вигляді *кривої розподілу*, відклавши по осі абсцис експериментальні дані, а по осі ординат частоту їх повторення.

При визначенні властивостей бетону криві розподілу (рис. 4.1) наближаються, як правило, до нормальної кривої Гауса. Ця крива відповідає рівній імовірності появи як додатних, так і від'ємних відхилень від центру. Експериментальні криві розподілу відрізняються від нормальної наявністю *ексцесу і асиметрії*, тобто певним зсувом вершини відповідно відносно осей абсцис та ординат.

Для характеристики вибірки значень певного параметра використовують середні величини – середнє арифметичне та середнє квадратичне відхилення.

Середнє арифметичне (\bar{x}) характеризує відношення суми всіх зафіксованих значень параметра, що входить у дану сукупність, до кількості його значень.

Середнє квадратичне відхилення (стандарт) S вказує границі мінливості параметра, що визначається, тобто ступінь відхилення окремих його значень щодо середнього.

Величина S^2 характеризує *дисперсію* вимірюваної величини в межах даної вибірки. Якщо об'єм вибірки достатньо

великий, величина дисперсії S^2 наближається до величини генеральної дисперсії σ^2 . Згідно теорії ймовірності при нормальному розподілі в межах $\bar{x} \pm 3\sigma$ вкладається 99,7% вимірів, в межах $\bar{x} \pm 2\sigma$ – 95,4% та $\bar{x} \pm \sigma$ – 68,3% (*правило трьох сігм*).

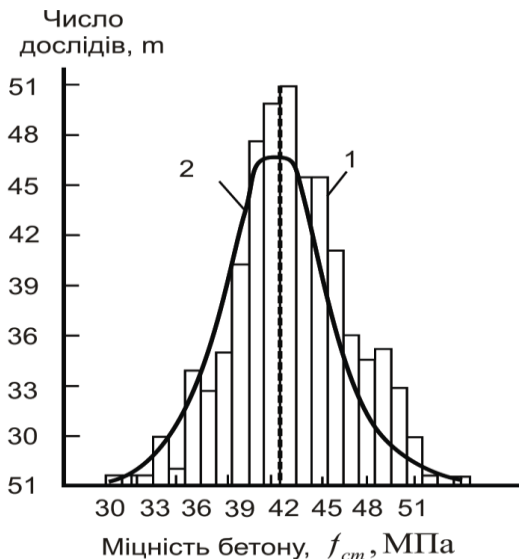


Рис. 4.1. Гістограма (1) та крива нормального розподілу міцності бетону (2)

Якщо середнє квадратичне відхилення характеризує абсолютну мінливість параметра, що вивчається, то для вираження відносної мінливості застосовують *коефіцієнт варіації*, рівний відношенню середнього квадратичного відхилення до середнього арифметичного значення параметра, що вимірюється.

Для того, щоб за середнім арифметичним даної обмеженої вибірки судити більш точно про середнє значення вимірюваного показника, визначають *середню похибку m* середнього арифметичного. Відношення величини середньої похибки до

величини середнього арифметичного називають *показником точності*.

Для правильного застосування статистичних оцінок потрібно виключити можливі грубі помилки під час експерименту, тобто перевірити однорідність спостережень. Для цього можна використати *максимальне відносне відхилення* τ . Якщо значення максимального відносного відхилення у досліджуваній вибірці більше табличної величини τ при заданій ймовірності або рівні значимості, то крайнє значення x відкидається як грубо помилкове.

Розрахункові формули для знаходження основних статистичних параметрів, що характеризують експериментальні дані, приведені в табл.4.1.

Таблиця 4.1

Розрахункові формули для визначення статистичних параметрів

№ фор-мули	Статистичний параметр	Розрахункова формула
4.1	Середнє арифметичне	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n},$ де $\sum_{i=1}^n x_i$ – сума значень параметра у вибірці; n – кількість значень.
4.2	Середнє квадратичне відхилення (стандарт)	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}},$ де $n-1=f$ – кількість ступенів вільності, під якою розуміють кількість членів сукупності, що вільно варіюють.
4.3	Коефіцієнт варіації	$V_c = (S / \bar{x}) \cdot 100\%.$
4.4	Середня похибка	$m = \pm \frac{S}{\sqrt{n}}.$
4.5	Показник точності	$\varepsilon = \pm \frac{m}{\bar{x}} \cdot 100\%.$

№ форми	Статистичний параметр	Розрахункова формула
4.6	Кількість необхідних спостережень	$n = \frac{V_c t^2}{\varepsilon^2},$ де V_c – коефіцієнт варіації, %; ε – показник точності, %; t – критерій Стьюдента, який визначають при відповідній довірчій ймовірності та кількості ступенів вільності f .
4.7	Максимальне відносне відхилення	$\tau = \frac{ x - \bar{x} }{S},$

Оцінюючи якісні показники матеріалів, їх мінливість під впливом різноманітних чинників особливе значення має визначення коефіцієнта варіації (однорідності). Цей коефіцієнт широко використовують у технології, характеризуючи рівень технологічної дисципліни під час випуску продукції, надійність контрольованих параметрів.

Для визначення вкладів конкретних факторів у загальну дисперсію, які характеризують мінливість параметрів, що вивчаються, застосовують *дисперсійний аналіз*. Розрахунок загальної дисперсії S_0^2 при цьому статистичному методі дослідження проводиться за формулою:

$$S_0^2 = \sum_{i=1}^n m_i S_i^2 + S_{зал}^2, \quad (4.8)$$

де S_i^2 – дисперсія, обумовлена дією i -фактору;

$S_{зал}^2$ – залишкова дисперсія, обумовлена неврахованими факторами та помилкою експерименту;

m_i – коефіцієнт, що залежить від числа спостережень.

До актуальних у будівельному матеріалознавстві задач, які вирішуються із застосуванням статистичних методів, можна віднести визначення обсягу експериментальних даних,

необхідних для репрезентативних оцінок, порівняння результатів кількох груп випробувань, визначення метрологічних характеристик експериментів. Розбіжність між дійсним значенням досліджуваного параметра θ та його статистичною оцінкою $\theta_{ст}$ чи т.зв. *помилка репрезентативності* пов'язана з ймовірністю α та обсягом вибірки n . Наприклад, при $n \geq 60$ $\alpha=2\%$ та припущенні, що розподіл X нормальний

$$n = (t_{\alpha}\{\bar{x}\} : \delta\{\bar{x}\})^2, \quad (4.9)$$

де \bar{x} – середнє значення x ;

$\delta\{\bar{x}\}$ – відносна помилка репрезентативності ($\delta\{\bar{x}\} = \Delta\{\bar{x}\} : \bar{x}$);

$\vartheta\{x\}$ – коефіцієнт варіації;

t – квантиль розподілу – величина, що визначається ймовірністю α та обсягом вибірки n .

Оцінюючи дію певних впливів на якісні характеристики матеріалу порівнюють відповідні вибірки результатів випробувань. Гіпотеза про рівність дисперсій $S_1=S_2$ перевіряється за *F-критерієм*, який залежить від кількості ступенів свободи $f=n-1$:

$$F = S_1^2 / S_2^2, \quad (4.10)$$

де S_1^2 і S_2^2 – відповідно більше та менше значення дисперсій.

Гіпотеза про рівність $S_1=S_2$ приймається якщо $F_{ф} \leq F_{т}$, де $F_{ф}$, $F_{т}$ – фактичне та табульоване значення F-критерія (критерія Фішера). Значення $F_{т}$ наводяться у довідкових посібниках для певних значень α та f .

Щодо нормальних або близьких до них розподілів, перевірка гіпотези про рівність двох вибірових середніх значень проводиться за допомогою *t-критерію Стьюдента*.

При $n > 20$

$$t = \frac{|\bar{X}_1 - \bar{X}_2|}{\sqrt{\frac{S_1^2}{n_1} + \frac{S_2^2}{n_2}}} \quad (4.11)$$

Якщо $|t| < t_{кр}$, знайденого за статистичними таблицями, різницю між середніми можна визнати несуттєвою.

Важливим метрологічним завданням вимірів є усунення грубих помилок. Гіпотеза про відсутність таких помилок приймається, якщо $\theta > \theta_{кр}$, де $\theta = (X_{max} - \bar{X})/S$ або $\theta = (X_{min} - \bar{X})/S$, де $\theta_{кр}$ – критичне значення критерію, що знаходиться за статистичними таблицями в залежності від числа випробувань і довірчої ймовірності.

При проведенні експериментально-дослідних робіт часто виникає необхідність у знаходженні кількісної залежності між вимірюваною величиною (вихідний параметр Y) і технологічними факторами (X_i). Така залежність може бути *функціональною* або *кореляційною*. В першому випадку функція і аргументи зв'язані строго і однозначно. Наприклад, при випробуванні міцності зразків певного розміру кожній величині руйнівного навантаження відповідає строго визначена границя міцності матеріалу. При кореляційній залежності одному значенню незалежної перемінної може відповідати деяка сукупність значень вихідного параметру. При лінійній кореляції ступінь цієї залежності виражається *коефіцієнтом кореляції*, який може знаходитися в інтервалі від -1 до $+1$. Чим вища абсолютна величина коефіцієнта, тим тісніший зв'язок і навпаки. Знак коефіцієнту показує характер зв'язку: "+" – прямий, тобто зі збільшенням X зростає Y , а "-" – обернений. Граничні значення коефіцієнта ($\pm 1; 0$) показують, що між змінними існує відповідно строгий лінійний зв'язок або вони лінійно не корельовані.

Таблиця 4.2

Розрахункові формули для визначення коефіцієнтів кореляції, рівнянь регресії та їх статистичних параметрів

№ формули	Статистичний параметр	Розрахункова формула
4.12	Коефіцієнт парної кореляції	$r_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 (y_i - \bar{y})^2}}$
4.13	Коефіцієнт множинної кореляції	$r_{xyz} = \sqrt{\frac{r_{xy}^2 + r_{xz}^2 - 2r_{xy}r_{xz}r_{yz}}{1 - r_{yz}^2}},$ <p>де r_{xy}, r_{xz} і r_{yz} – парні коефіцієнти кореляції</p>
4.14	Значення коефіцієнтів β	$\beta = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i - \sum x_i \cdot \sum y_i}{n \cdot \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2},$
4.15	α	$\alpha = \frac{\sum y_i - \beta \sum x_i}{n} = \bar{y} - \beta \bar{x}$
4.16	Критерій Фішера (F – критерій)	$F = \frac{S_{ao}^2}{S_y^2},$ <p>де S_{ao}^2 – залишкова дисперсія (дисперсія адекватності), що характеризує розсіювання експериментальних даних відносно лінії регресії; S_y^2 – дисперсія відтворюваності</p>
4.17	Дисперсія адекватності	$S_{ao}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n - k - 1},$ <p>де y_i – розрахункове значення залежної змінної; k – кількість незалежних змінних;</p>
4.18	Дисперсія відтворюваності	$S_y^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{n - 1}$

Для перевірки гіпотези про наявність або відсутність кореляції необхідно порівняти вибірковий коефіцієнт кореляції (r) з табличним ($r_{1-p/2}$). Коефіцієнт кореляції буде значимим, якщо задовольняється нерівність $|r| > r_{1-p/2}$.

Коефіцієнт кореляції між двома випадковими величинами називають *коефіцієнтом парної кореляції*. Його знаходять за формулою 4.12, (табл. 4.2).

Для виявлення тісного зв'язку між декількома перемінними служить *коефіцієнт множинної кореляції*.

Оцінка залежності параметрів, які вивчаються, за коефіцієнтами кореляції називається *кореляційним аналізом*.

Математичний вираз, що характеризує залежність між середніми значеннями параметру, який вивчається, від параметрів, що на нього впливають, називається *регресією*. В експериментальній практиці знаходять рівняння наближеної регресії. У загальному вигляді задача ставиться так: за даною вибіркою $(x_1, y_1), (x_2, y_2) \dots (x_n, y_n)$ знайти рівняння наближеної регресії і оцінити допустиму при цьому похибку. Найпростішим видом рівняння регресії є лінійне рівняння:

$$y = \alpha + \beta x . \quad (4.19)$$

Якщо відомий коефіцієнт кореляції r_{xy} , можна коефіцієнт β знайти за формулою:

$$\beta = r_{xy} \frac{S_y}{S_x}, \quad (4.20)$$

де S_y і S_x – середні квадратичні відхилення.

У цьому випадку лінійна регресія прийме вид кореляційного рівняння:

$$y = \bar{y} + r_{xy} \frac{S_y}{S_x} (x - \bar{x}). \quad (4.21)$$

Перевірка адекватності рівняння регресії експериментальним даним проводиться за *критерієм Фішера* (F-критерієм). Гіпотеза про адекватність рівняння регресії приймається, якщо розрахункове значення F-критерія не

перевищує табличного з певною, найчастіше 95%, довірчою ймовірністю.

4.2. Методологія отримання експериментально-статистичних моделей

У будівельному матеріалознавстві моделювання традиційно використовується як основний метод дослідження. Вже перші зразки для визначення властивостей матеріалів були їх фізичними моделями, а перші емпіричні залежності – математичними моделями. З розвитком теорії синтезу будівельних матеріалів із заданими властивостями, фізичних та кібернетичних методів дослідження та технічних засобів для їх реалізації значення моделювання неухильно зростає.

До найбільш загальних визначень моделі відноситься визначення акад. В.С. Немчинова: "*Модель* є засіб виділення будь-якої об'єктивно діючої системи закономірних зв'язків і відносин, що мають місце в реальній дійсності, що вивчається".

При дослідженні матеріалів їх речовий склад може моделюватись субстанційними, структура – структурними, а поведінка – функціональними моделями. *Субстанційні моделі* розглядають сам матеріал (субстанцію) за його основними властивостями. Так, зразок для лабораторних випробувань, маючи зазвичай значно менші розміри, ніж конструкція або виріб, моделює матеріал у цих об'єктах за основними властивостями. *Структурні моделі* імітують окремі елементи структури матеріалів або їх поєднання (взаємне розташування структурних елементів на мікро- та макрорівнях, способи укладання зерен, розміщення пор та дефектів, механізм формування структурних блоків та ін.)

На *функціональних моделях* вивчається поведінка матеріалу у певних умовах. Типовим прикладом функціональних є реологічні моделі матеріалів (рис. 4.2).

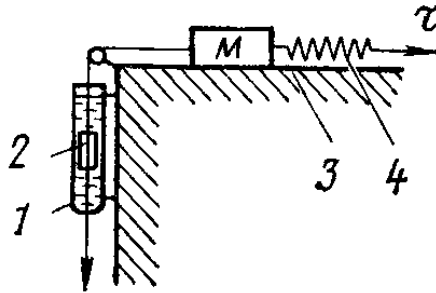


Рис. 4.2. Модель пластично-в'язкого тіла (Бінгама – Шведова)
 1 – циліндр; 2 – поршень; 3 – стіл; 4 – пружина

Усі моделі умовно поділяють на два класи – фізичні та математичні.

Фізичне моделювання ґрунтується на використанні принципів подібності. Найпростішим видом подібності є геометричне, засноване на використанні інваріантів – фізичних величин, що зберігають незмінне значення в моделі та натурі – т.зв. коефіцієнтів подібності.

Розрізняють повну та неповну подібність. В останньому випадку розглядають подібність об'єктів, наприклад, лише у часі чи просторі. Наближена подібність пов'язана з деякими спрощувочими припущеннями, заздалегідь відомими і оцінюваними кількісно на підставі аналітичних або експериментальних досліджень. Подібність може бути встановлена для явищ, які підпорядковуються як детермінованим законам, так і статистичним закономірностям. В останньому випадку говорять про наявність статистичної подібності.

Усі види подібності підпорядковуються загальним закономірностям, що описуються теоремами подібності. Для таких явищ можна виділити деякі співвідношення параметрів чи *критерії подібності* (Π), які чисельно однакові, тобто

$$\Pi = \text{idem} \quad (4.22)$$

("idem" – латинське слово – "те саме")

У вигляді залежності між критеріями подібності можна записати повне рівняння фізичного процесу та поширити результати досліджень на цілу низку подібних об'єктів.

Математичне моделювання у порівнянні з фізичним є більш узагальненим.

Математичні моделі можна об'єднати у дві групи – детерміновані та стохастичні чи імовірнісні.

У *детермінованих моделях* вхідні параметри $x_1, x_2 \dots x_m$ пов'язані з вихідними $y_1, y_2 \dots y_n$ системою функціональних рівнянь:

$$\begin{aligned} y_1 &= f_1(x_1, x_2 \dots x_m) \\ y_2 &= f_2(x_1, x_2 \dots x_m) \\ &\dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ y_n &= f_n(x_1, x_2 \dots x_m) \end{aligned} \tag{4.23}$$

У детермінованих моделях відображається жорсткий причинно-наслідковий зв'язок, їх побудова можлива при досить повному теоретичному та експериментальному вивченні системи, вони зазвичай придатні для опису порівняно простих явищ і мають обмежене застосування.

Найбільші можливості у матеріалознавчих дослідженнях представляють *стохастичні моделі*, при побудові яких використовуються кібернетичні уявлення про т.зв. "чорний" або "сірий" ящик, що розрізняються так залежно від відсутності або наявності певних попередніх відомостей про вид моделі об'єкта дослідження (рис.4.3).

Експериментально-статистичні моделі служать кібернетичним інструментарієм, який розкриває зовнішні функціональні залежності бетону як складної системи. Водночас можливість отримання конкретної інформації про поведінку цієї системи значною мірою сприяє і теоретичним дослідженням щодо її внутрішньої організації.

Широкое впровадження в науку та практику інформаційних технологій та математичних методів сприяло в останні десятиліття бурхливому розвитку досліджень у різних галузях техніки, у тому числі й у технології бетону, в результаті чого розроблено численні математичні моделі та з їх допомогою отримано важливі практичні висновки. Накопичений досвід

застосування математичного моделювання в технології бетону показує, що воно ефективне, головним чином, у складних оптимізаційних задачах, де інші методи досліджень або неможливі, або потребують надзвичайно великих витрат.

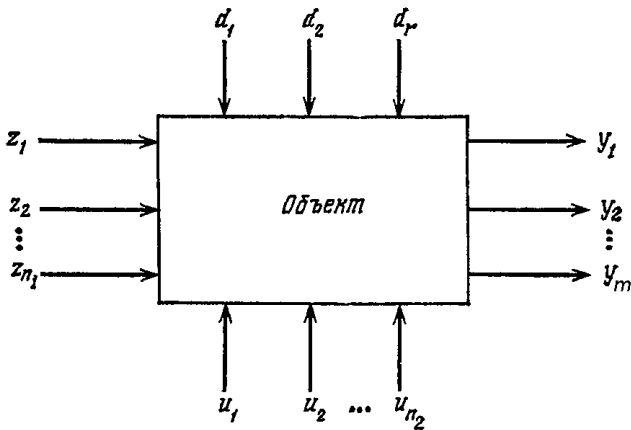


Рис. 4.3. Схематичне подання об'єкта

При кібернетичному методі математичні моделі одержують у результаті формалізації статистичної інформації про поведінку системи за зміни певних технологічних факторів на основі як пасивного, так і активного експериментів.

При *пасивному експерименті* інформація про досліджений об'єкт збирається шляхом спостережень в умовах його звичайного функціонування, з подальшою статистичною обробкою методами регресійного аналізу. Пасивний експеримент зазвичай не дозволяє чітко виявити вплив окремих факторів у заданому інтервалі їх зміни, простежити ефекти їх взаємодії. Незрівнянно більші можливості представляє *активний експеримент*, який виконується із застосуванням активної дії на об'єкт дослідження за спеціальною програмою. У практиці досліджень із проблем технології бетону для виконання активного експерименту та отримання експериментально-статистичних математичних моделей найбільш широко застосовується *методологія математичного*

планування експериментів (МПЕ). Ця методологія дає можливість отримання математичних моделей за мінімального обсягу експериментальних робіт відповідно до передумов регресійного аналізу (рис. 4.4).

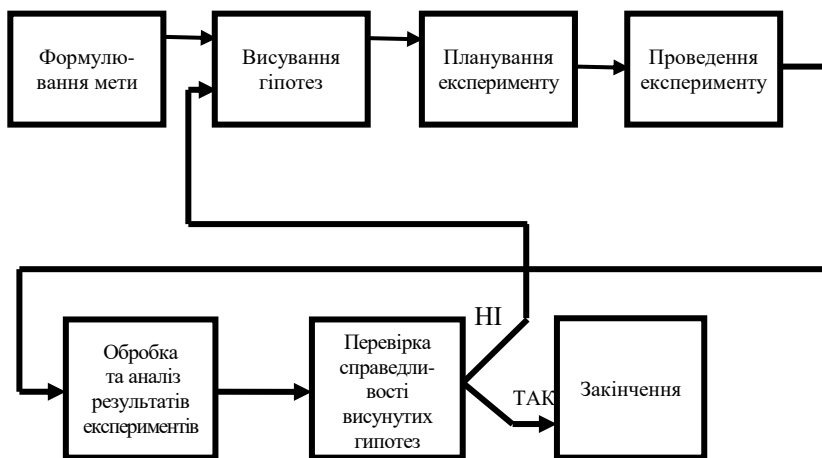


Рис. 4.4. Стратегія побудови експериментально-статистичної моделі

В основу методології планування експерименту покладено імовірно-статистичні методи, що дозволяють теоретично обґрунтовано встановити мінімально необхідну кількість та склад експериментів, а також порядок їх проведення для отримання кількісних залежностей між досліджуваним параметром та факторами, що впливають на нього.

Завдання отримання математичної моделі полягає в отриманні залежності, адекватної експериментальним даним, що характеризує зв'язок між вихідним параметром η і незалежними змінними. У найзагальнішому вигляді:

$$\eta = \varphi(x_1, x_2, \dots, x_k), \quad (4.24)$$

де x_1, x_2, \dots, x_k – незалежні змінні (фактори), які можна варіювати у певному інтервалі при проведенні експериментів.

При використанні МПЕ параметр η (функція відгуку) апроксимують поліномом:

$$\eta = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i < j} \beta_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \dots, \quad (4.25)$$

де $\beta_0, \beta_i, \beta_{ij}, \beta_{ii}$ – теоретичні коефіцієнти регресії,
 k – число факторів.

В результаті експериментів визначають *коефіцієнти регресії* b_0, b_i, b_{ij}, b_{ii} , які є статистичними оцінками теоретичних коефіцієнтів.

Успішне застосування МПЕ залежить, насамперед, від правильної постановки завдання. При цьому експериментатор повинен вміти чітко визначити обсяг та зміст інформації, яку необхідно отримати з експериментів, а також доцільність та можливість застосування МПЕ для конкретних умов.

При постановці найпростіших завдань або на першій стадії дослідження часто метою є отримання лінійних або неповних квадратичних рівнянь. Вирішення більшості оптимізаційних завдань пов'язане з використанням поліномів другого порядку. Поліноміальні залежності третього порядку у практиці вирішення завдань технології бетону практично не застосовуються.

Попереднє вивчення об'єкта дослідження включає: постановку задачі; збирання та обробку апріорної інформації, висування робочої гіпотези; вибір параметрів та критеріїв оптимізації, незалежних змінних та обмежень; попередній експеримент.

Для формалізації апріорних відомостей у деяких випадках корисна статистична обробка даних, отриманих в результаті опитування фахівців або з досліджень, опублікованих у літературі. Це дозволяє більш правильно сформулювати завдання досліджень, скоротивши обсяг експериментальної роботи, прийняти чи відкинути деякі попередні гіпотези. Найчастіше статистичну обробку апріорної інформації проводять з метою порівняльної оцінки впливу різних факторів на параметри оптимізації. Це дає можливість обґрунтувати вибір факторів та інтервалів їхнього варіювання для подальшого активного експерименту, а також виключить деякі з факторів з подальшого розгляду.

Вклад кожного фактора при статистичній обробці апріорної інформації оцінюється за величиною *рангу* – місця, відведеного дослідником (фахівцем при опитуванні) даному фактору при ранжируванні всіх факторів з урахуванням очікуваного їхнього впливу на параметри оптимізації. З цією метою спочатку визначають суму рангів за факторами $\sum_{j=1}^m a_{i,j}$,

потім різницю між сумою рангів для кожного фактора та середньою сумою рангів (T):

$$\Delta_i = \sum_{l=1}^m a_{ij} - \frac{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^m a_{ij}}{k} = \sum_{j=1}^m a_{ij} - T, \quad (4.26)$$

де a_{ij} – ранг кожного i -го фактора за даними j -го дослідника,
 m – кількість дослідників,
 k – число факторів.

Ці дані дозволяють побудувати середню апріорну діаграму рангів за умови попередньої оцінки ступеня узгодженості думок дослідників за допомогою *коефіцієнта конкордації*:

$$W = \frac{S}{\frac{1}{12} m^2 (k^3 - k) - m \sum_{j=1}^m T_j}, \quad (4.27)$$

де S – сума квадратів відхилень ($\sum_{j=1}^m \Delta_i^2$),

$$T_i = \frac{1}{12} \sum_{t_j} (t_j^3 - t_j) \quad (4.28)$$

t_j – число однакових рангів в j -му ранжируванні.

Приклад 4.1. *Вибрати (шляхом опитування фахівців) фактори, що впливають на міцність бетону в умовах тепловологісної обробки при прийнятих обмеженнях: застосуванні портландцементу одного заводу; кварцового піску та гранітного щебеню з практично незмінними характеристиками; постійних умовах виготовлення, зберігання та випробування зразків бетону.*

На основі апріорної інформації було спочатку відібрано 15 факторів, що мають певний вплив на міцність бетону. Для ранжування факторів застосували метод формалізації результатів анкетного опитування фахівців. У анкеті (табл. 4.3) зазначені фактори та запропоновані межі їх зміни.

Таблиця 4.3

Результати анкетного опитування фахівців

№ з/п	Чинники, що впливають на міцність бетону	Межі зміни факторів	Δt^2	Загальний ранг
1	Витрата цементу (Ц) при В/Ц=const, кг/м ³	250-400	1156	5
2	Водоцементне відношення (В/Ц)	0,5 - 0,7	4761	2
3	Вміст піску у суміші заповнювачів (r)	0,3 – 0,5	16	8
4	Швидкість підйому температури (V _п), град/год	10 - 30	169	6
5	Тривалість витримки перед пропарюванням, (τ _п) години	1 - 5	1	7
6	Температура ізотермічного прогріву, (T _{із})° С	70-100	2209	3
7	Модуль крупності піску (M _{кр})	1,6 - 2,7	1681	13
8	Крупність щебеню, (D _{max}) мм	10 - 40	784	9
9	Швидкість охолодження, (V _о), град/год.	10 - 30	1225	10
10	Час перемішування суміші, (τ _{пер}) хв.	1 - 3	2116	14
11	Міцність щебеню, (R _щ), МПа	100-170	1369	12
12	Тривалість ізотермічного прогріву, (τ _{із}), год.	3-6	1156	4
13	Вміст пластинчастих зерен, (m _{п.з.}), %	10 -30	2209	15
14	Ступінь відкритої поверхні зразків, (S _о), %	0 - 50	1296	11
15	Активність цементу, (R _ц), МПа	40-60	5776	1

Фахівцям потрібно було розташувати фактори в порядку зменшення їх впливу на міцність бетону. Матрицю рангів після

анкетного опитування було доведено до такого виду, щоб для кожного дослідника загальна сума рангів становила $\frac{k(k+1)}{2}$, де k – кількість факторів. За результатами опитування визначалася сума рангів $\sum_{j=1}^m a_{ij}$ за кожним i -м фактором, присвоєна j -м дослідником при m – кількості дослідників. Потім знаходили середню суму рангів T_r при k – факторах та відхиленні Δ_i між сумою рангів кожного фактора та середньою сумою рангів. Ступінь узгодженості думок дослідників оцінювали за допомогою *коефіцієнта конкордації* та подальшою оцінкою його значимості за χ^2 – розподілу. Коефіцієнт конкордації становив $W=0,654$; $\chi^2=109,83$. Для 1,0% рівня значущості при кількості ступенів свободи $f=k-1=14$ таблична величина – $\chi^2_{\text{табл.}}=29,141$, тобто менше розрахункової. Це дозволяє з ймовірністю більше 99% прийняти гіпотезу про наявність певної узгодженості між дослідниками та побудувати на основі даних анкетного опитування середню апріорну діаграму рангів впливу розглянутих факторів на міцність бетону при вибраних межах їх зміни (рис. 4.5).

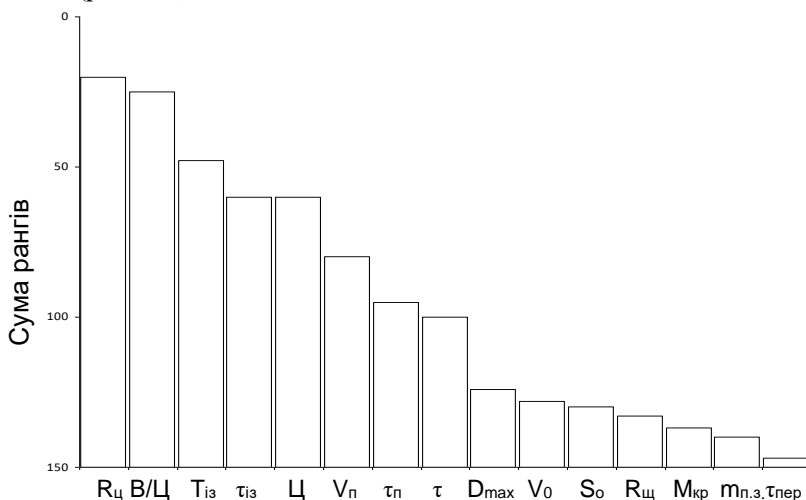


Рис. 4.5 . Діаграма апріорного ранжування факторів x_i

Аналіз діаграми рангів показує, що розподіл факторів є нерівномірним та близьким до експоненціального. Це дозволяє виділити безперечно основні фактори, а частину зарахувати до т.зв. "шумового поля". До таких найбільш істотних факторів, що впливають на міцність бетону, підданого тепловологісній обробці, можна віднести: активність цементу (R_u), водоцементне відношення (V/C), температуру ($T_{із}$) і тривалість ($\tau_{із}$) ізотермічного прогріву, а також витрату цементу (Π) при $V/C = \text{const}$ і швидкість підйому температури (V_n). Найбільш слабким фактором за даними анкетного опитування став вміст пластинчастих зерен ($m_{п.з}$) від 10 до 30%.

Для розрахункового прогнозування властивостей бетонів використовуються поліноміальні моделі двох типів:

$$y = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i \cdot x_i + \sum_{i=1}^k b_{ii} \cdot x_i^2 + \sum_{i \neq j} b_{ij} \cdot x_i \cdot x_j + \dots, \quad (4.29)$$

$$y = a_0 + \sum_{i=1}^k a_i \cdot V_i + \sum_{i=1}^k a_{ii} \cdot V_i^2 + \sum_{i \neq j} a_{ij} \cdot V_i \cdot V_j + \dots, \quad (4.30)$$

де b і a – статистичні оцінки коефіцієнтів регресії,
 x і V – досліджувані перемінні або фактори,
 k – кількість факторів.

Відмінність між двома поліномами полягає в тому, що якщо в поліномі (4.29) фактори x_i є незалежними, то в поліномі (4.30) виконується умова:

$$\sum_{i=1}^n \varphi_i = 1, \quad (4.31)$$

де φ_i – парціальна частка i -го компонента бетонної суміші;
 n – кількість компонентів.

Поліноміальні моделі (4.30) застосовують, коли склад суміші визначається $K-1$ питомими витратами компонентів або їх співвідношеннями. Вміст компонента φ_k , не варійованого в матриці планування експериментів, визначається за умови матеріального балансу:

$$\varphi_k = 1 - \sum_{i=1}^{k-1} \varphi_i. \quad (4.32)$$

У задачах проектування складів бетону поліноміальні рівняння регресії можна використовувати як звичайні кількісні залежності, справедливі за певних граничних умов. Якщо для нормованих властивостей бетону $\sum_{i=1}^m y_i$ отримані квадратичні поліноміальні моделі із заданими факторами $x_1, x_2 \dots x_n \dots x_k$, то визначення значення фактора, що шукається X_n , наприклад цементно-водного відношення, можливе при поданні моделей у вигляді квадратних рівнянь :

$$b_0 + \sum_{i=1}^k b_i x_i + \sum_{i=1}^k b_{ii} x_i^2 + \sum_{i \neq j} b_{ij} x_i x_j - y = 0. \quad (4.33)$$

Задавшись нормованим значенням параметра (y) і стабілізувавши інші фактори на певному рівні, можна знайти значення x_n як кореня квадратного рівняння:

$$x_n = \frac{-C_n \pm \sqrt{C_n^2 - 4b_m l}}{2b_m}, \quad (4.34)$$

$$\text{де } C_n = b_n + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq n}}^k b_{ni} x_i; \quad l = \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq n}}^k b_i x_i + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq n}}^k b_{ii} x_i^2 + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^k b_{ij} x_i x_j - y_i.$$

Перехід до значення фактора в кодованих одиницях досягається за допомогою формули перетворення:

$$x_i = \frac{\tilde{x}_i - \tilde{x}_{i_0}}{\Delta \tilde{x}_i}, \quad (4.35)$$

де x_i – кодоване значення фактора;

x_i – значення фактора в натуральних одиницях;

\tilde{x}_{i_0} – значення фактора в натуральних одиницях на основному рівні;

Δx_i – інтервал варіювання фактора у натуральних одиницях.

Одночасне варіювання К-компонентів суміші із застосуванням звичайних експериментальних планів можливе при використанні парціальних відношень:

$$x_1 = \frac{\Phi_1}{\Phi_1 + \Phi_2}; \quad x_{k-1} = \frac{\Phi_1 + \Phi_2 + \dots + \Phi_{k-1}}{\Phi_1 + \Phi_2 + \dots + \Phi_k}, \quad (4.36)$$

де ϕ – об'ємна концентрація компонента.

Шляхом простих перетворень можна знайти об'ємні частки кожного компонента суміші: $\phi_1 = x_1 x_2; \phi_2 = (1 - x_1) x_2$ і т.д.

При плануванні відношень (4.36) реалізується поліструктурний підхід до дослідження складів сумішей і матеріалів на їх основі, коли зі збільшенням числа компонентів послідовно змінюється структурний рівень досліджуваного об'єкта.

При отриманні лінійних та неповних квадратичних залежностей застосовують плани *повного факторного експерименту* (ПФЕ) та *дробові репліки*.

При проведенні ПФЕ планування експериментів здійснюють на двох рівнях – верхньому (+1) та нижньому (-1). Плани експериментів, що застосовуються, дозволяють реалізувати всі неповторювані варіанти дослідів на зазначених рівнях для різної кількості факторів. При цьому кількість досліджень N залежить від кількості факторів k і дорівнює 2^k : наприклад, для двох факторів – $2^2=4$, для трьох – $2^3=8$, для чотирьох – $2^4=16$, для п'яти – $2^5=32$ і т.д. Припустимо, що потрібно знайти рівняння регресії, що описує залежність показника властивостей бетону від факторів x_1 і x_2 при використанні гіпотези про лінійний характер їх впливу. У цьому випадку матриця ПФЕ має вигляд табл. 4.4.

Таблиця 4.4

Матриця ПФЕ плану 2^2

Точки плану u	Фактори		Взаємодія	Вихідний параметр
	x_1	x_2	$x_1 x_2$	y
1	+1	+1	+1	y_1
2	+1	-1	-1	y_2
3	-1	+1	-1	y_3
4	-1	-1	+1	y_4

Схему побудовування матриць ПФЕ при числі факторів k від 2 до 5 наведено в табл.4.5.

Таблиця 4.5

Приклад добудовування матриць ПФЕ для $k=2\dots 5$

Точки плану u	Фактори				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
1	+1	+1	+1	+1	+1
2	+1	-1	+1	+1	+1
3	-1	+1	+1	+1	+1
4	-1	-1	+1	+1	+1
5	+1	+1	-1	+1	+1
6	+1	-1	-1	+1	+1
7	-1	+1	-1	+1	+1
8	-1	-1	-1	+1	+1
9	+1	+1	+1	-1	+1
10	+1	-1	+1	-1	+1
11	-1	+1	+1	-1	+1
12	-1	-1	+1	-1	+1
13	+1	+1	-1	-1	+1
14	+1	-1	-1	-1	+1
15	-1	+1	-1	-1	+1
16	-1	-1	-1	-1	+1
17	+1	+1	+1	+1	-1
18	+1	-1	+1	+1	-1
19	-1	+1	+1	+1	-1
20	-1	-1	+1	+1	-1
21	+1	+1	-1	+1	-1
22	+1	-1	-1	+1	-1
23	-1	+1	-1	+1	-1
24	-1	-1	-1	+1	-1
25	+1	+1	+1	-1	-1
26	+1	-1	+1	-1	-1
27	-1	+1	+1	-1	-1
28	-1	-1	+1	-1	-1
29	+1	+1	-1	-1	-1
30	+1	-1	-1	-1	-1
31	-1	+1	-1	-1	-1
32	-1	-1	-1	-1	-1

Результати досліджень обробляють за допомогою методів математичної статистики, одержуючи залежності між вихідними параметрами та факторами, що на них впливають, у вигляді лінійних або неповних квадратичних рівнянь регресії.

У загальному вигляді для k факторів:

$$y_i = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i x_i + \sum_{i \neq j} b_{ij} x_i x_j. \quad (4.37)$$

Наприклад,

- для двофакторного експерименту:

$$\hat{y}_i = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_{12} x_1 x_2, \quad (4.38)$$

- для п'ятифакторного експерименту:

$$\begin{aligned} \hat{y}_i = & b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3 + b_4 x_4 + b_5 x_5 + \\ & + b_{12} x_1 x_2 + b_{13} x_1 x_3 + b_{14} x_1 x_4 + b_{15} x_1 x_5 + b_{23} x_2 x_3 + \\ & + b_{24} x_2 x_4 + b_{25} x_2 x_5 + b_{34} x_3 x_4 + b_{35} x_3 x_5 + b_{45} x_4 x_5. \end{aligned} \quad (4.39)$$

При проведенні ПФЕ зі збільшенням кількості факторів різко зростає і кількість дослідів. У деяких випадках, наприклад, на першій стадії дослідження, тобто при попередній оцінці ступеня впливу факторів, точністю кінцевої інформації можна трохи поступитися, що дозволить значно скоротити кількість дослідів. Для цього використовуються дробові репліки (1/2, 1/4, 1/8 тощо), які одержують діленням кількості дослідів ПФЕ відповідно на 2, 4, 8.

Матриці дробових реплік при проведенні ПФЕ отримують заміною взаємодій вищого порядку (починаючи з потрійних – x_1, x_2, x_3 і т.д.) новими змінними. Ці взаємодії, як правило, незначні. Так, наприклад, ПФЕ для семи факторів включає $2^7=128$, а 1/2 репліки $2^{7-1}=64$, 1/4 репліки $2^{7-2}=32$, 1/8 репліки $2^{7-3}=16$ дослідів і т. Припустимо, потрібно вивчити вплив п'яти факторів: x_1, x_2, x_3, x_4, x_5 . Для складання напіврепліки 2^{5-1} можна взяти ПФЕ 2^4 , а взаємодію факторів x_1, x_2, x_3, x_4 замінити на фактор x_5 (табл. 4.6). У цьому випадку кількість дослідів зменшується вдвічі у порівнянні з ПФЕ 2^5 .

Вільний член рівняння b_0 визначають за формулою:

$$b_0 = \frac{\sum_{u=1}^N \bar{y}_u}{N}, \quad (4.40)$$

де N – кількість точок плану,

\bar{y}_u – середнє значення вихідного параметра у точці.

Таблиця 4.6

Матриця дробового факторного плану 2^{5-1}

Точки плану u	Фактори				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
1	+1	+1	+1	+1	+1
2	+1	+1	+1	-1	-1
3	+1	+1	-1	+1	-1
4	+1	+1	-1	-1	+1
5	+1	-1	+1	+1	-1
6	+1	-1	+1	-1	+1
7	+1	-1	-1	+1	+1
8	+1	-1	-1	-1	-1
9	-1	+1	+1	+1	-1
10	-1	+1	+1	-1	+1
11	-1	+1	-1	+1	+1
12	-1	+1	-1	-1	-1
13	-1	-1	+1	+1	+1
14	-1	-1	+1	-1	-1
15	-1	-1	-1	+1	-1
16	-1	-1	-1	-1	+1

Коефіцієнти для лінійних членів рівнянь визначають за формулою:

$$b_i = \frac{\sum_{u=1}^N x_{iu} y_u}{N} \quad (4.41)$$

де x_{iu} – значення i -го фактора в рядку матриці в u -му досліді.

Коефіцієнти парних взаємодій визначають за формулою:

$$b_{ij} = \frac{\sum_{u=1}^N x_{iu} x_{ju} y_u}{N} \quad (4.42)$$

де x_{ju} – значення j -го фактора в u -му досліді.

Побудову моделі можна вважати закінченою, а саму модель використовувати для прийняття технологічних рішень тільки після того, як алгебраїчний розрахунок оцінок коефіцієнтів буде доповнений статистичним (регресійним) аналізом.

На першому етапі регресійного аналізу визначають *середньоквадратичні помилки* $S\{b_i\}$ оцінок коефіцієнтів моделей. Коефіцієнти вважаються значущими, якщо розрахункове значення t – критерію Стьюдента виявиться більше табличного, встановлюваного в залежності від заданого рівня значимості та кількості степенів свободи. Визначають те критичне значення оцінки коефіцієнта, нижче якого розрахункові оцінки b_i доцільно з ризиком α вважати незначними, тобто рівними нулю.

На другому етапі перевіряється гіпотеза про адекватність (відповідність експериментальним даним) поліноміальної моделі з усіма значимими коефіцієнтами регресії. Для перевірки адекватності формулюється нуль-гіпотеза, і якщо вона за критерієм Фішера (F) буде визнана правдоподібною, то модель описує процес адекватно експерименту.

Основна вимога, що висувається до *планів другого порядку*, полягає в тому, що вони повинні допускати отримання окремих, не змішаних оцінок коефіцієнтів регресії. Для цього необхідно, щоб кількість дослідів, передбачених планом, була не меншою за кількість коефіцієнтів у моделі.

Крім того, потрібно, щоб кожен фактор варіювався не менше ніж на трьох рівнях.

Плани повних квадратичних залежностей отримують шляхом додавання до ядра (тобто до ПФЕ або дробової репліки) додаткових експериментів, так званих «зоряних точок», а в деяких випадках і нульових, з відповідним інтервалом (плечем) варіювання. Для отримання поліноміальних моделей типу (4.29)

застосовують різні типові плани, оптимізуючи кількість дослідів та інші статистичні параметри.

У практиці досліджень у технології бетону та залізобетону найчастіше застосовують ротатабельні плани, плани Бокса-Бенкена, а також дво-, три-, чотири- та п'ятифакторні плани, близькі за властивостями до Д-оптимальних. Вибір плану залежить від характеру поставленого завдання та можливостей варіювання факторів у прийнятих рівняннях.

У табл. 4.7 наведено як приклад матрицю ротатабельного плану для трьох факторів ($k=3$).

Таблиця 4.7

Матриця ротатабельного плану для $k=3$

Точки плану	u	Матриця планування			Квадрати змінних			Взаємодії факторів			Вихідний параметр y_i
		x_1	x_2	x_3	x_1^2	x_2^2	x_3^2	x_1x_2	x_1x_3	x_2x_3	
N_1	1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	y_1
	2	+1	+1	-1	+1	+1	+1	+1	-1	-1	y_2
	3	+1	-1	+1	+1	+1	+1	-1	+1	-1	y_3
	4	+1	-1	-1	+1	+1	+1	-1	-1	+1	y_4
	5	-1	+1	+1	+1	+1	+1	-1	-1	+1	y_5
	6	-1	+1	-1	+1	+1	+1	-1	+1	-1	y_6
	7	-1	-1	+1	+1	+1	+1	+1	-1	-1	y_7
	8	-1	-1	-1	+1	+1	+	+1	+1	+1	y_8
N_α	9	+1,682	0	0	+2,828	0	0	0	0	0	y_9
	10	-1,682	0	0	+2,828	0	0	0	0	0	y_{10}
	11	0	+1,682	0	0	+2,828	0	0	0	0	y_{11}
	12	0	-1,682	0	0	+2,828	0	0	0	0	y_{12}
	13	0	0	+1,682	0	0	+2,828	0	0	0	y_{13}
	14	0	0	-1,682	0	0	+2,828	0	0	0	y_{14}
n_0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	y_{15}
	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	y_{16}
	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	y_{17}
	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	y_{18}
	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	y_{19}
	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	y_{20}

Планування є оптимальним, якщо пов'язане з проведенням порівняно нескладних обчислень і дозволяє отримувати такі

оцінки коефіцієнтів регресії, які незалежні один від одного та визначаються з однаковою та мінімальною дисперсією.

Для отримання поліноміальних моделей типу (4.30) застосовують плани, що дозволяють оптимально розташувати експериментальні точки на симплексі-фігурі, утвореній безліччю $(K+1)$ незалежних точок у K -мірному просторі і має мінімальну кількість вершин (трикутнику, тетраедрі та ін.). З симплексних планів найбільш відомі плани Шеффе, особливістю яких є рівномірне розташування на симплексі експериментальних точок (симплексні решітки). У планах Шеффе мінімізовано число експериментальних точок: при $K=3$ воно дорівнює 6 у планах другого порядку, 10 – третього.

Як приклад на рис. 4.6 показано вплив фракцій гранітного наповнювача на міцність бетону віком 28 діб у вигляді ізоліній. Наповнювач був представлений сумішшю трьох фракцій гранітного відсіву: $V_1 - 0,315...0,16$ мм, $V_2 - 0,16...0,08$ мм, $V_3 - <0,08$ мм. Водоцементне відношення було постійним $В/Ц=0,52$. Рівняння залежності міцності бетону від фракційного складу гранітного відсіву наведено нижче:

$$R_g = 28,9V_1 + 30,74V_2 + 38,8V_3 - 2,32V_1V_2 + 13,52V_1V_3 - 13,44V_2V_3 + 80,8V_1V_2V_3. \quad (4.43)$$

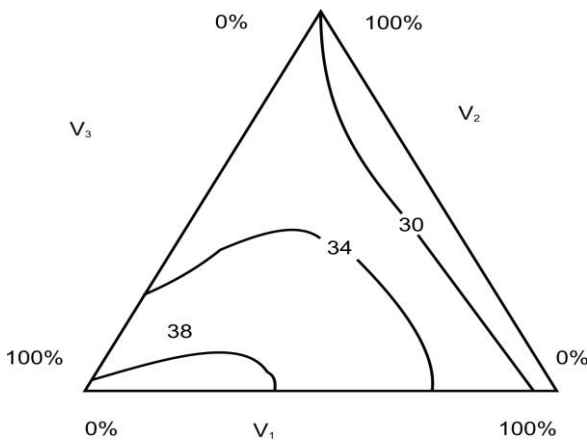


Рис. 4.6. Ізолінії міцності бетону, МПа, залежно від об'ємного вмісту, %, трьох фракцій (V_1 , V_2 , V_3) гранітного відсіву

Симплексні плани широко використовуються для завдань вибору оптимального гранулометричного складу суміші, складу композиційних добавок та ін.

Г.В. Ляшенко розроблено плани, що дозволяють вивчати спільну дію на властивості матеріалів як незалежних (X), так і залежних (V) факторів (плани суміш-технологія-властивості). Такі плани є добутками планів на симплексі і на кубі, а відповідно одержувані моделі є добутком моделей наведеного полінома від V на поліном від X.

4.3. Аналіз експериментально-статистичних моделей

Найбільш легко піддаються аналізу лінійні моделі виду:

$$\hat{y} = b_0 + \sum_{i=1} b_i x_i + \sum_{i \neq 0} b_{ij} x_i x_j, \quad (4.44)$$

де \hat{y} – розрахункове значення вихідного параметра;

b_0, b_i, b_{ij} – вибіркові коефіцієнти регресії.

Знак при коефіцієнті показує характер впливу відповідного фактора: знак "+" свідчить про те, що зі збільшенням значення фактора величина відповідного вихідного параметра збільшується, а знак "-" – про те, що вона зменшується. Чим більше значення коефіцієнта, тим більший вплив фактора. Якщо необхідно отримати максимальне значення вихідного параметра, значення всіх факторів, коефіцієнти b_i яких мають знак "+", слід приймати максимальними, а значення факторів, коефіцієнти b_i яких мають знак "-", – мінімальними. Абсолютні значення коефіцієнтів рівнянь регресії збільшуються зі збільшенням інтервалів варіювання.

У неповних квадратичних рівняннях регресії знак перед коефіцієнтом лінійного члена відповідає напрямку зміни вихідного параметра за умови, що інші фактори прийняті на основному рівні. Знак "+" перед коефіцієнтом взаємодії свідчить про те, що збільшення вихідного параметра можливе тільки, якщо фактори, що взаємодіють, знаходяться одночасно на верхньому або нижньому рівні, а знак "-" – про те, що один

фактор повинен знаходитися на верхньому, а інший – на нижньому рівні.

Квадратичні рівняння, якщо прийняти значення всіх факторів (за винятком одного) на основному рівні, можна перетворити на рівняння параболи наступного виду:

$$\hat{y} = b_0 + b_i x_i + b_{ii} x_i^2. \quad (4.45)$$

Екстремум (максимум або мінімум параболи) знаходиться у точці $x_{\text{ext}} = b_i / 2b_{ii}$. Абсолютне значення коефіцієнта b_i відповідає швидкості зміни досліджуваного фактора x_i .

Двофакторна квадратична модель

$$\hat{y} = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_{11} x_1^2 + b_{22} x_2^2 + b_{12} x_1 x_2, \quad (4.46)$$

залежно від значень коефіцієнтів b_i , b_{ii} , b_{ij} є однією з поверхонь другого порядку – параболічного циліндра, еліптичного або гіперболічного параболоїда.

Методично розроблено 10 типів задач, (за В.А. Вознесенським) які можуть бути вирішені індивідуально або спільно на основі однієї поліноміальної моделі та дозволяють визначити:

- 1) значення вихідного параметра (\hat{y}) для розташованої в області вивченого факторного простору точки з координатами, які відрізняються від точок плану експерименту (*інтерполяційна задача*);
- 2) значення \hat{y} для точки, розташованої за областю вивченого факторного простору (*екстраполяційна задача*);
- 3) геометричну фігуру (поверхню відгуку), що описується моделлю (*аналітико-геометрична задача*);
- 4) мінімально можливе значення \hat{y} в зоні експерименту (*мінімізація виходу \hat{y}*);
- 5) максимально можливе значення \hat{y} в зоні експерименту (*максимізація виходу \hat{y}*);
- 6) можливі співвідношення між значеннями факторів у зоні експерименту для досягнення необхідного рівня \hat{y} (*задача управління при фіксованому \hat{y}*);

- 7) мінімальні значення факторів, що характеризують витрати ресурсів при заданому рівні якості об'єкта (*задача мінімізації ресурсів x_i при фіксованому \hat{y}*);
- 8) дані для побудови регулюючих діаграм для \hat{y} при двох змінних факторах (*управління \hat{y} при двох змінних факторах*);
- 9) однофакторні залежності, що описують вплив кожного фактора на \hat{y} (*управління \hat{y} при одному змінному факторі*);
- 10) ефект впливу кожного фактора на величину \hat{y} (*оцінка ролі факторів x_i*).

Приклад 4.2. Розглянути основні типи задач, що виникають у процесі аналізу поліноміальної моделі міцності бетону (4.47)

$$\hat{y} = 57,3 - 1,6x_1 + 22,9x_2 + 7,2x_3 - 1,6x_4 - 0,4x_1^2 - 1,6x_2^2 - 0,4x_3^2 - 2,8x_4^2 - 1,4x_1x_2 + 2,5x_2x_3, \quad (4.47)$$

де $x_1=(B-190)/30$; $x_2=(Ц/В-2,5)/1$; $x_3=(R_{ц}-58,75)/9,35$; $x_4=(Д-0,25)/0,25$;

B – витрата води, кг/м³;

$Ц/В$ – цементно-водне відношення;

$R_{ц}$ – активність цементу, МПа;

$Д$ – вміст пластифікуючої добавки ЛСТ, % від маси цементу.

1. Інтерполяційна задача. Вирішення інтерполяційних задач дозволяє знайти значення вихідного параметра в межах області варіювання факторів від +1 до -1. Підставляючи в отримане рівняння регресії кодовані значення кожного фактора (наприклад, 0,25; 0,5; 0,75; -0,3; -0,6; -0,75), отримуємо значення вихідного параметра при будь-яких проміжних поєднаннях факторів.

Розрахуємо, наприклад, значення вихідного параметра (міцність бетону) при зміні фактора x_2 – цементно-водного відношення (табл. 4.8). Інші фактори прийняті на основному (нульовому) рівні: $B=190$ кг/м³, $R_{ц}=58,75$ МПа, $Д=0,25\%$.

Рівняння регресії (4.47) набуде вигляду:

$$\hat{y} = 57,3 + 22,9x_2 - 1,6x_2^2 \quad (4.48)$$

Таблиця 4.8

Результати інтерполяційних розрахунків за рівнянням (4.48)

Ц/В (кодований вигляд)	-0,8	-0,6	-0,5	-0,4	-0,2	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8
Ц/В (натураль- ний вид)	1,7	1,9	2,0	2,1	2,3	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3
R _с , МПа	38,0	43,0	45,5	47,9	52,7	61,8	66,2	68,4	70,5	74,6

2. *Екстраполяційна задача.* Рішення екстраполяційних задач дозволяє прогнозувати значення вихідного параметра за межами області варіювання факторів, наприклад, при $x_2=1,1; 1,2; 1,3$. Однак необхідно мати на увазі, що екстраполяція може бути пов'язана з певними помилками, і ці помилки зазвичай тим вищі, чим далі вихід за межі області варіювання. Екстраполяція можлива, якщо у дослідника немає сумнівів, що за межами області варіювання факторів характер функції залишається без змін.

Рішення екстраполяційної задачі за рівнянням (4.48) при зміні Ц/В наведено у табл. 4.9

Таблиця 4.9

Результати екстраполяційних розрахунків за рівнянням (4.48)

Ц/В (кодований вигляд)	-1,3	-1,2	-1,1	1,1	1,2	1,3
Ц/В (натуральний вигляд)	1,2	1,3	1,4	3,6	3,7	3,8
R _с , МПа	24,8	27,5	30,2	80,6	82,5	84,4

3. *Аналітико-геометрична задача.* Якщо всі фактори крім Ц/В (x_2) і R_ц (x_3) прийняти на нульовому рівні ($V=190 \text{ кг/м}^3$, $D=0,25\%$), то рівняння регресії (4.34) набуває вигляду:

$$\hat{y} = 57,3 + 22,9x_2 + 7,2x_3 - 1,6x_2^2 - 0,4x_3^2 + 2,5x_2x_3. \quad (4.49)$$

За рівнянням (4.49) можна побудувати поверхню відгуку \hat{u} в тривимірному просторі.

Уявлення про геометричний образ досліджуваної функції відгуку можна отримати побудовою відповідної поверхні шляхом попереднього приведення рівняння другого порядку в типову канонічну форму (рис. 4.7).

Процес приведення моделі другого порядку до канонічної форми розбивається на два етапи:

- 1) поворот координатних осей (нові координатні осі називають канонічними);
- 2) перенесення початку координат у нову точку.

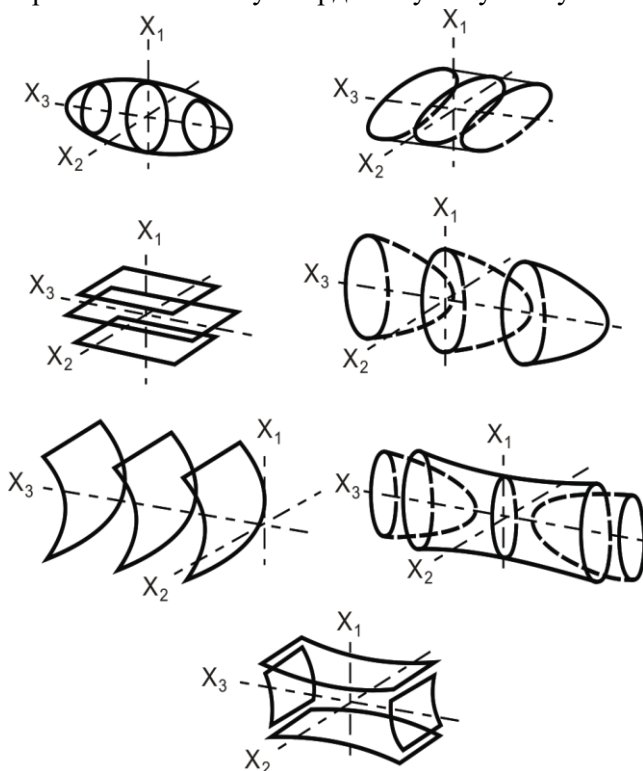


Рис. 4.7. Деякі тривимірні контурні поверхні, що характеризують стаціонарну область, яка описується рівнянням другого порядку при $k=3$

Перший етап дозволяє виключити з рівняння ефекти взаємодії факторів, другий – звести до мінімуму кількість лінійних членів. Такі перетворення широко описані в літературі з аналітичної геометрії.

4 та 5. Задачі досягнення мінімального чи максимального значення \hat{y} . Вони полягають у знаходженні такого поєднання факторів, що забезпечує максимальне (мінімальне) значення вихідного параметра – критерію ефективності при заданих обмеженнях.

У цьому випадку екстремум можна знайти шляхом диференціювання рівняння послідовно за x_1, x_2, \dots, x_j . Отримана система лінійних рівнянь прирівнюється до нуля. Шляхом її рішення знаходять значення x , що забезпечують екстремальне значення \hat{y} . Підставляючи знайдені значення x у вихідне рівняння, визначають екстремальне значення вихідного параметра.

Наприклад, необхідно визначити значення факторів $x_1 \dots x_4$, які забезпечують мінімально або максимально можливі значення міцності бетону за рівнянням (4.47).

Диференціюємо рівняння регресії (4.47) та прирівнюємо часткові похідні до нуля, а також аналізуємо значення вихідного параметра на межі області варіювання факторів.

$$\begin{aligned} \frac{d\hat{y}}{dx_1} = -1,6 - 0,8x_1 - 1,4x_2 = 0; \quad \frac{d\hat{y}}{dx_2} = 22,9 - 3,2x_2 - 1,4x_1 + 2,5x_3 = 0; \\ \frac{d\hat{y}}{dx_3} = 7,2 - 0,8x_3 + 2,5x_2 = 0; \quad \frac{d\hat{y}}{dx_4} = -1,6 - 5,6x_4 = 0 \end{aligned} \quad (4.50)$$

Вирішуючи отриману систему (4.50), наприклад, методом Гаусса, отримуємо $x_1=9,94$, $x_2=-6,82$, $x_3=-12,33$, $x_4=-0,29$, тобто точка екстремуму лежить за межами області варіювання. Тому доцільно визначити значення вихідного параметра на межі області варіювання.

Аналіз рівняння регресії (4.47) дозволяє зробити висновок про те, що його максимум буде досягатися при $x_1=-1$, $x_2=x_3=1$, $x_4=0$, а мінімум – при $x_1=x_4=1$, $x_2=x_3=-1$. Розрахуємо значення міцності бетону у зазначених характерних точках (у загальному

випадку потрібен перебір всіх значень на межі області варіювання факторів) (табл. 4.10).

Таблиця 4.10

Результати розрахунків значень міцності бетону в характерних точках

Фактори (кодований вигляд)				Міцність бетону (\hat{y}), МПа
x_1	x_2	x_3	x_4	
-1	1	1	1	86,1
-1	1	1	0	90,5
-1	1	1	-0,29	90,7
-1	1	1	1	86,1
1	-1	-1	-1	25,9
1	-1	-1	0	27,1
1	-1	-1	1	22,7

Найбільше значення міцності бетону $R_6=90,7$ МПа досягається при $x_1=-1$, $x_2=x_3=1$, $x_4=0,29$, а найменше (22,7 МПа) – при $x_1=x_4=1$, $x_2=x_3=-1$.

Мінімізація або максимізація \hat{y} може досягатися також перебором всіх комбінацій x_1 , x_2 , x_3 , x_4 на рівнях від -1 до +1 з кроком квантування Δx_i аналізом рівняння в канонічній формі, а також за допомогою методу невизначених множників Лагранжа.

б. Задача управління при фіксованому \hat{y} . Задача управління полягає у визначенні такого поєднання факторів, яке забезпечує задані показники вихідних параметрів. Для цього в отриманому рівнянні регресії (наприклад, міцності бетону) вибирають найбільш значущий фактор (зазвичай Ц/В). Вирішуючи рівняння регресії відносно цього фактора, визначають необхідне його значення, що забезпечує при зміні інших прийнятих факторів задане значення вихідного параметра.

В результаті розрахунків за рівнянням (4.47) побудовано номограму (рис. 4.8), за допомогою якої за зміни конкретних технологічних факторів можна уточнювати значення Ц/В та коригувати склад бетону. Наприклад, для бетону з проектною

міцністю 40 МПа при $V=180 \text{ кг/м}^3$, $R_{ct}=50 \text{ МПа}$ (в), $D=0,2\%$ (с),
 $C/V=2,05$ (d).

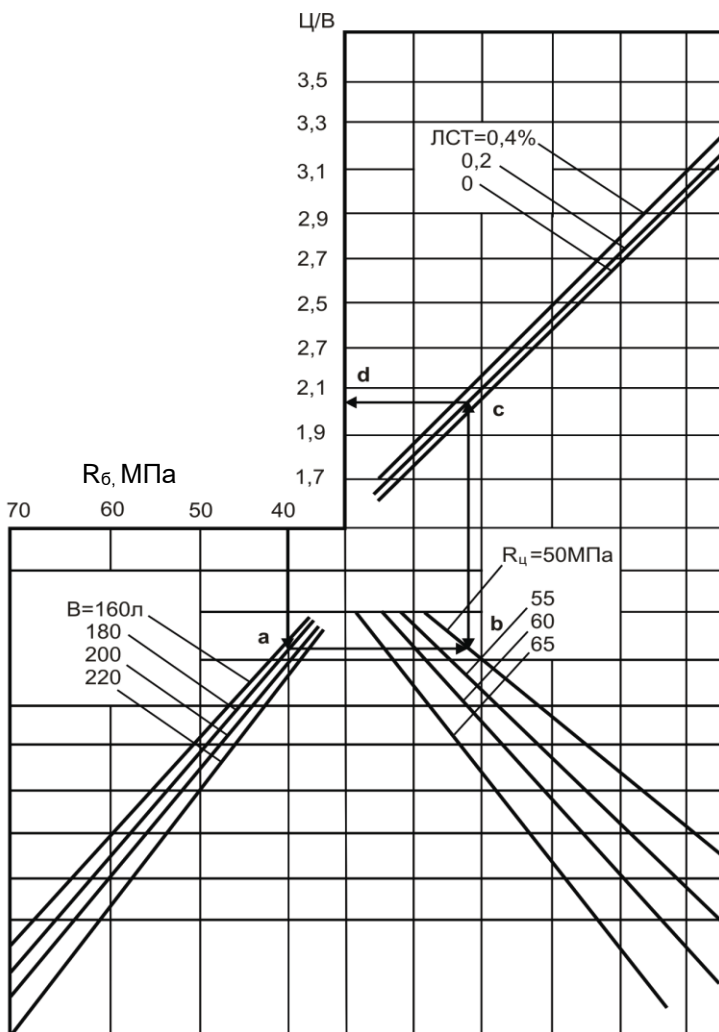


Рис. 4.8. Номограма для визначення цементно-водного відношення бетону різних марок залежно від активності цементу, витрат води та добавки ЛСТ

7. *Задача мінімізації ресурсів x_i при фіксованому \hat{y} .* За моделлю (4.47) основним ресурсом, що визначає вартість бетону, є витрата цементу, прямо пропорційна Ц/В. Тому мінімальне Ц/В, яке можна визначити за номограмою (рис. 4.8), при мінімальному вмісті води відповідатиме мінімальній витраті цементу. Наприклад, для бетону з міцністю 40 МПа мінімальна витрата цементу досягається при $V=160$ л і $Ц/В=2,0$.

8 та 9. *Управління \hat{y} при двох або одному змінних факторах.* Управління при фіксованому y виконується шляхом побудови ізоліній (для двох незалежних факторів x_i) або однофакторних залежностей.

Наприклад, для побудови ізоліній від факторів x_2 і x_3 у рівнянні (4.47) задаємо $x_1=x_4=0$ і отримуємо рівняння:

$$\hat{y} = 57,3 + 22,9x_2 + 7,2x_3 - 1,6x_2^2 - 0,4x_3^2 + 2,5x_2x_3. \quad (4.51)$$

Задаючись можливими значеннями \hat{y} і приводячи рівняння до виду $x_3=f(x_2)$, побудуємо ізолінії, які шукаємо (рис. 4.9).

З рис.4.9 слідує, що для досягнення, наприклад міцності бетону 60 МПа на цементі марки М500 ($R_{ц}=50$ МПа) слід прийняти $Ц/В=3,0$, а на цементі марки М600 – $Ц/В=2,58$ при постійних значеннях інших факторів, що варіюються ($V=190$ кг/м³ $D=0,25\%$).

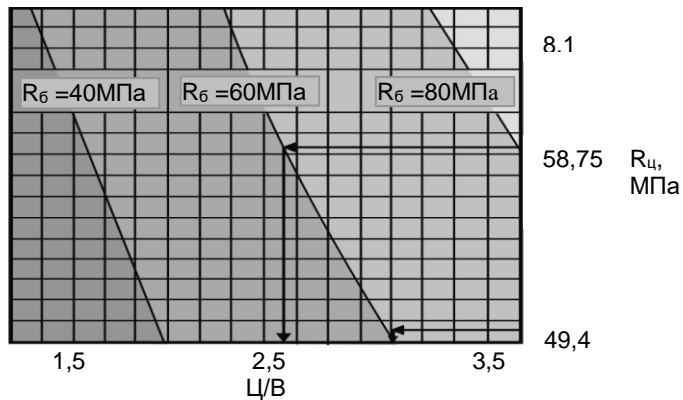


Рис. 4.9. Ізолінії міцності бетону за моделлю (4.47)

Прикладом однофакторних залежностей, які можна розрахувати на основі моделі (4.47) є рівняння (4.48). Воно дозволяє керувати міцністю бетону (\hat{y}), змінюючи фактор x_2 (Ц/В) при постійному значенні інших змінних факторів (x_1, x_3 і x_4).

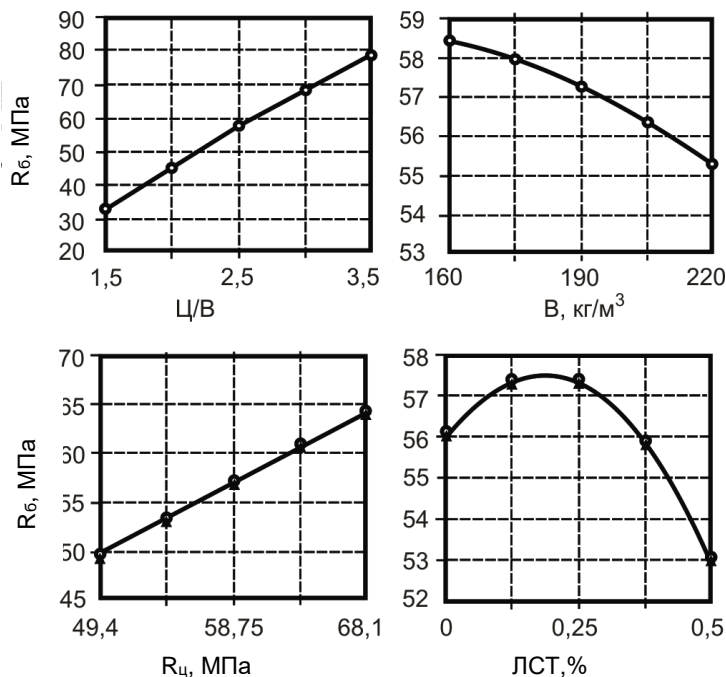


Рис. 4.10. Приклади побудови однофакторних залежностей за моделлю (4.47)

10. *Аналіз ефекту впливу окремих факторів.* Для графічної інтерпретації впливу окремих факторів та оцінки ступеня їх впливу, перетворюючи рівняння (4.47), побудуємо однофакторні моделі та графіки та визначимо ступінь впливу кожного з факторів (табл. 4.11, рис. 4.10).

Таблиця 4.11

Результати розрахунку екстремальних значень \hat{y}
за однофакторними моделями

Досліджуваний фактор		Однофакторна модель	Значення \hat{y} , МПа		$\Delta\hat{y}$
Натуральний вигляд	Кодований вид		Мінімальне	Максимальне	
В, кг/м ³	x_1	$\hat{y} = 57,3 - 1,6x_1 - 0,4x_1^2$	55,3	58,5	3,2
Ц/В	x_2	$\hat{y} = 57,3 + 22,9x_2 - 1,6x_2^2$	32,8	78,6	45,8
R _ц , МПа	x_3	$\hat{y} = 57,3 + 7,2x_3 - 0,4x_3^2$	49,7	64,1	14,4
ЛСТ, % від маси Ц	x_4	$\hat{y} = 57,3 - 1,6x_4 - 2,8x_4^2$	52,9	57,5	5,4

Примітка. Інші фактори, які не враховуються в однофакторних моделях, прийняті на нульовому рівні.

Аналіз отриманих даних показує, що за ступенем значущості фактори можна розмістити в ряд $x_2 > x_3 > x_4 > x_1$.

При цьому збільшення факторів x_2 та x_3 призводить до збільшення \hat{y} , а фактора x_1 – до зменшення \hat{y} . Збільшення фактора x_4 від 0 до 0,18% призводить до зростання міцності бетону, подальше збільшення x_4 – до її зменшення за інших рівних умов.

5. ОБҐРУНТУВАННЯ ШЛЯХІВ РЕСУРСОЗБЕРЕЖЕННЯ

Одним з найбільш актуальних напрямків розвитку будівельної галузі є ресурсозбереження. Затрати на матеріальні ресурси складають більше половини всіх затрат на виробництво бетону і залізобетонних конструкцій. Основним напрямком рішення проблеми ресурсозбереження є оптимізація складів бетону за рахунок вибору відповідних сировинних матеріалів та їх співвідношення включаючи різноманітні добавки, застосування місцевої та техногенної сировини, представленої промисловими відходами.

5.1. Вибір вихідних матеріалів

Завдання вибору вихідних матеріалів є техніко-економічним завданням, що визначає ефективність прийнятих складів бетону та досягнення ними необхідних властивостей.

Цемент. Основними технічними показниками при виборі виду цементу є його хіміко-мінералогічний і речовинний склад; активність та марка; міцність, яку він набуває через певний час твердіння у т.ч. за необхідності та в умовах тепловологісної обробки; нормальна густина та тонкість помелу; ряд інших показників, що визначаються проектними вимогами до бетону, умовами його роботи в конструкціях та спорудах.

Цементні заводи випускають *нормальні* (C_3S 50...60%, C_2S 15...30%) *високоалітові* ($C_3S > 60\%$), *високо-* ($C_3A > 9\%$), *середне-* (C_3A 6...9%) та *низькоалюмінатні* ($C_3A < 6\%$) *цементи*. Вплив алюмініатів більш помітний при зниженні вмісту в клінкері C_3S .

Низькоалюмінатні цементі характеризуються уповільненим наростанням міцності при коротких режимах тепловологісної обробки із загальним циклом до 8 год і досить інтенсивним приростом міцності при подовженні її тривалості та подальшому твердінні. Міцність бетонів на цих цементах у 28-добовому віці, як правило, дорівнює або на 5...10% перевищує міцність бетону нормального твердіння. Низькоалюмінатні цементі найбільш доцільно застосовувати при режимах тепловологісної обробки із загальним циклом понад 13...15 год.

Середньоалюмінатні цементи інтенсивно набирають міцність у початковий період тепловологісної обробки, проте уповільнюють темп твердіння в міру збільшення її тривалості. Міцність бетонів на цих цементах у 28-добовому віці, як правило, дорівнює міцності бетону нормального твердіння. Середньоалюмінатні цементи, як показує виробничий досвід, найбільш ефективні при режимах із загальним циклом до 13 год.

Портландцементи з високоалюмінатних клінкерів характеризуються особливо високим темпом зростання міцності в початковий період тепловологісної обробки, проте потім різко уповільнюють твердіння. Проектна міцність бетонів на цих цементах після теплової обробки зазвичай нижча за міцність бетонів нормального твердіння. Для запобігання перевитрати в'язучого застосування високоалюмінатних цементів при тепловологісній обробці небажано.

При коротких режимах теплової обробки найбільш застосовуються швидкотвердіючі цементи (ШТЦ), для яких характерні високий темп росту міцності бетону при її високому абсолютному значенні у віці 28 діб.

Вимоги до цементу для залізобетонних виробів із застосуванням електророзігріву бетонної суміші практично такі самі, як і при пропарюванні.

Важливим якісним показником цементів є *ступінь дисперсності*, що характеризується залишками на ситі з розміром отворів 0,08 мм. У середньому тонкість помелу портландцементу та його різновидів становить за проходом через сито № 008 близько 90% і коливається залежно від активності цементу. Точнішою є характеристика тонкості помелу за питомою поверхнею, яку визначають зазвичай методом фільтрації повітря через шар спресованого порошку. Сучасні рядові цементи характеризуються питомою поверхнею близько 280...300 м²/кг (2800...3000 см²/г) при залишку на ситі №008 5...8%. Швидкотверднучі цементи мають більш високу питому поверхню 350...400 м²/кг (3500...4000 см²/г).

Зі збільшенням питомої поверхні цементу міцність та швидкість твердіння зростають спочатку інтенсивно, потім повільніше. При надмірно високій тонкості помелу цементу

зростає його водопотреба, знижується міцність бетону, погіршується ряд інших його властивостей.

Важливим фактором, що визначає економічність складів бетону, є вибір раціональної марки цементу. Міцність бетону може бути нижчою або вище марки цементу. В останньому випадку слід мати на увазі, що при досить високих механічних характеристиках заповнювачів та їх адгезійних властивостях міцність бетону визначається міцністю цементного каменю, яка значно вища за міцність цементно-піщаного розчину, що характеризує марку цементу. Бажано, щоб активність і відповідно марка цементу забезпечувала таку його витрату в бетоні, у якому не порушується правило сталості водопотреби. В іншому випадку різко зростає водопотреба бетонної суміші, що ускладнює отримання необхідної міцності бетону. З цією метою при отриманні бетонів, міцність яких вища або дорівнює марці вихідного цементу, застосовують жорсткі суміші та ряд інших технологічних прийомів, з яких особливо ефективно застосування суперпластифікаторів. Введення суперпластифікуючих добавок у бетонну суміш дозволяє зрушити в область великих витрат цементу дію правила "постійності водопотреби", забезпечити необхідне ущільнення бетонів з високими значеннями Ц/В та отримання бетонів високої міцності.

При звичайній технології виробництва для бетону класів С20/25 і вище бажано застосовувати цемент марки 500. Для бетонів класів С12/15 і нижче потрібні цемент марок М300 і М400.

Найважливішою технічною властивістю цементу, що визначає його водопотребу і витрату в бетоні, є *нормальна густина*. Нормальна густина портландцементу зазвичай коливається в межах 24...28%, а пуццоланового перевищує 30%. На нормальну густоту цементу впливають тонкість помелу, мінералогічний склад клінкеру, вид активної мінеральної добавки та інші фактори. З клінкерних мінералів найбільшу водопотребу має трикальцієвий алюмінат, найменшу – двокальцієвий силікат (беліт). Високоалюмінатні цементы мають підвищену водопотребу порівняно з низькоалюмінатними.

Підвищенню нормальної густоти цементу сприяє введення активних мінеральних добавок, особливо осадового походження. На відміну від них добавки шлаку практично не змінюють водопотребу цементів при їх приблизно однаковій питомій поверхні.

Для оцінки ефективності використання цементу запропоновано відносні показники, що характеризують витрату цементу або його вартість на одиницю міцності, а також відношення міцності бетону до витрат цементу. Однак за допомогою цих показників зручно порівнювати ефективність різних цементів лише для бетонів з однаковими значеннями міцності в задані терміни та за певних умов твердіння бетону. Більш універсальним показником є *коефіцієнт раціонального використання цементу* $K_{p.v.ц}$, який являє собою відношення питомих витрат на цемент, що витрачається на виготовлення бетону або залізобетонних виробів з певними властивостями при деякому еталонному варіанті, до витрат на цемент і прийоми, що сприяють зниженню його витрати:

$$K_{p.v.ц} = \frac{S_{ц.ет}}{S_{ц} + S_{т.п}} = \frac{C_{ц.ет}Ц_{ет}}{C_{ц}Ц + S_{т.п}}, \quad (5.1)$$

де $S_{ц.ет}$ і $S_{ц}$ – питомі витрати на цемент, що витрачається на 1 м³ бетону або певну конструкцію відповідно при еталонному та даному варіантах технологічного рішення;

$S_{т.п}$ – питомі витрати на комплекс технологічних прийомів, спрямованих на скорочення витрати цементу без погіршення якості бетону (введення добавок, електро- або паророзігрів суміші тощо);

$C_{ц.ет}$ і $C_{ц}$ – вартість відповідно еталонного цементу та цементу, що використовується;

$Ц_{ет}$ і $Ц$ – витрати умовно еталонного цементу та цементу, що порівнюється для отримання бетону із заданими проектними вимогами.

Вартісний критерій $K_{p.v.ц}$ при однаковій вартості еталонного і порівнюваного цементів перетворюється на фізичний – відносну витрату цементу, що виражається, наприклад, відношенням витрати цементу для отримання бетону

певної якості при нормальному твердінні до необхідної витрати цементу при тепловій обробці.

Критерій $K_{p.v.ц}$ може бути використаний для аналізу ефективності цементів різної вартості та якості при зміні їх активності, нормальної густоти тощо. У табл. 5.1 для прикладу показано зміну величини $K_{p.v.ц}$, розрахованої за формулою (5.1) при застосуванні нормального твердіння і пропарювання бетону на цементах різних марок і з різною нормальною густотою. В якості еталонного використано портландцемент М500 з НГ = 27% для отримання бетону відповідних класів при нормальному твердінні. З табл. 5.1 випливає, що зменшення $K_{p.v.ц}$ при зростанні НГ стає помітнішим при збільшенні міцності бетону особливо в умовах теплової обробки.

Таблиця 5.1

Значення коефіцієнта раціонального використання цементу в бетонах $K_{p.v.ц}$ при зміні його марки та нормальної густоти

Нормаль-на густота цементу, %	Марка цементу	Клас бетону				
		С15	С20	С25	С30	С40
Нормальне твердіння, 28 дів						
25	400	<u>1,07</u>	<u>1,05</u>	<u>1,01</u>	-	-
		1,19	1,17	1,11	-	-
27	400	<u>1,05</u>	<u>1,02</u>	<u>0,96</u>	-	-
		1,16	1,12	1,06	-	-
29	400	<u>0,99</u>	<u>0,96</u>	<u>0,90</u>	-	-
		1,09	1,07	0,99	-	-
25	500	<u>1,01</u>	<u>1,02</u>	<u>1,03</u>	<u>1,04</u>	<u>1,06</u>
		1,11	1,12	1,13	1,14	1,17
27	500	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>
		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
29	500	<u>0,97</u>	<u>0,96</u>	<u>0,94</u>	<u>0,94</u>	<u>0,92</u>
		1,07	1,06	1,03	1,03	1,01
Теплова обробка, 14 год						
25	400	<u>1,03</u>	<u>1,02</u>	<u>1,01</u>	-	-
		1,13	1,12	1,11	-	-
27	400	<u>0,98</u>	<u>0,97</u>	<u>0,97</u>	-	-
		1,08	1,07	1,07	-	-

продовження табл. 5.1

Нормаль-на густина цементу, %	Марка цементу	Клас бетону				
		C15	C20	C25	C30	C40
29	400	$\frac{0,92}{1,01}$	$\frac{0,91}{1,0}$	$\frac{0,90}{0,99}$	–	–
25	500	$\frac{0,93}{1,02}$	$\frac{0,96}{1,06}$	$\frac{1,04}{1,14}$	$\frac{1,08}{1,19}$	$\frac{1,11}{1,22}$
27	500	$\frac{0,91}{1,0}$	$\frac{0,92}{1,02}$	$\frac{1,0}{1,1}$	$\frac{1,03}{1,13}$	$\frac{1,04}{1,15}$
29	500	$\frac{0,85}{0,94}$	$\frac{0,88}{0,97}$	$\frac{0,94}{1,03}$	$\frac{0,97}{1,06}$	$\frac{0,98}{1,07}$

Примітка. 1. У чисельнику наведено $K_{p.v.ц}$ для бетонів на портландцементі без добавок, у знаменнику на портландцементі з мінеральними добавками. 2. Розрахунки виконані для складів бетонних сумішей при ОК = 4...6 см та досягненні відпускнуої міцності 70% від проектної. Режим теплової обробки стандартних зразків-кубів – (3) + 3 + 6 + 2 = 14 год, температура пропарювання 80° С.

За допомогою $K_{p.v.ц}$ можна оцінювати ефективність використання цементу при аналізі не тільки технологічних, а й проектних рішень, пов'язаних зі зниженням матеріаломісткості виробів та конструкцій. Наприклад, при порівняльній оцінці бетону в конструкціях по міцності зручно використовувати вираз:

$$K'_{p.v.ц} = \frac{S'_y V}{(S'_y + S_{m.n}) V'}, \quad (5.2)$$

де S'_y, S'_y – витрати на цемент для отримання 1 м³ бетону відповідно еталонної та порівнюваної міцності;

V і V' – об'єм відповідно еталонної та порівнюваної конструкції;

$S_{m.n}$ – додаткові витрати, пов'язані зі зміною міцності бетону в конструкції.

При виготовленні конструкцій із високоміцного бетону, незважаючи на збільшення витрати цементу на 1 м³ бетону внаслідок зменшення перерізу та об'єму виробів, ефективність використання цементу виявляється вищою.

З використанням цементу також пов'язані загальні енерговитрати у виробництві збірного залізобетону. З позицій народногосподарської ефективності критерії енергетичних витрат повинні відображати витрати енергії не лише на отримання бетонної суміші, виробів і конструкцій, а й на отримання вихідних компонентів, насамперед цементу і металу. Енерговитрати, пов'язані з отриманням цементу, що витрачається на 1 м³ бетону класів С15...С40, складають (для портландцементу та портландцементу з мінеральними добавками) 60...177 кг ум. палива, тоді як витрата теплової енергії безпосередньо у виробництві збірного залізобетону в середньому не перевищує 80, а на передових заводах 43 кг ум. палива на 1 м³. До 70% енерговитрат у виробництві збірного залізобетону витрачається на теплову обробку виробів. Не розглядаючи енерговитрати, пов'язані з використанням у виробництві збірного залізобетону металу, можна стверджувати, що ефективність використання теплової енергії при отриманні виробів обумовлена в основному оптимальністю технологічних параметрів, що визначають витрату цементу в бетоні та витрату палива при тепловій обробці виробів.

Заповнювачі. До 80% об'єму бетону становлять заповнювачі, які істотно впливають на його властивості. Вимоги до якості заповнювачів викладено у відповідних нормативних документах. Значний техніко-економічний ефект може досягатися при відсутності достатньо кондиційних заповнювачів при рахунок застосування місцевих матеріалів та підвищення їх якості шляхом промивання, класифікації, збагачення, введення в бетонну суміш повітрявтягувальних, пластифікуючих добавок та ін.

Формуючи каркас бетону, заповнювачі активно впливають на його властивості, знижуючи усадочні напруження, збільшуючи модуль пружності і зменшуючи повзучість, впливаючи на густину та ін.

Основними класифікаційними ознаками заповнювачів бетону є розмір та форма зерен, насипна густина, пористість зерен, походження та методи одержання, призначення (табл. 5.2).

Таблиця 5.2

Класифікація заповнювачів бетону

Класифікаційний показник	Вид заповнювачів	Характеристика класифікаційного показника
Розмір зерен	дрібний крупний	≤ 5 мм > 5 мм
Форма зерен	гравій щебінь	зерна окатаної форми зерна гострокутної форми
Насипна густина (ρ_0)	важкі легкі	$\rho_0 > 1100$ кг/м ³ $\rho_0 \leq 1100$ кг/м ³
Пористість (P^0)	щільні пористі	$P^0 \leq 10\%$ $P^0 > 10\%$
Походження та методи отримання	природні	Видобуваються з природних родовищ
	дроблені	Отримують подрібненням гірських порід
	штучні	Одержують із природної сировини або відходів промисловості за допомогою спеціальних технологій
Призначення	для важких, легких, жаростійких, кислотостійких, гідротехнічних, радіаційно-стійких та інших бетонів	Властивості наповнювачів повинні відповідати необхідним властивостям бетонів

Щільними заповнювачами бетону служать зазвичай неорганічні матеріали, пористі бувають як неорганічного

(керамзит, аглопорит, шлакова пемза та ін), так і органічного походження (тирса, пінополістирол та ін).

Міцність щебеню та гравію характеризується їхньою маркою за міцністю, яка визначається за дробимістю при стисканні (роздавлюванні) в циліндрі в залежності від величини втрат маси. Марки за міцністю для щебеню та вивержених порід коливаються від 600 до 1400 при втратах маси для інтрузивних порід від 34 до 12%, ефузивних – від 20 до 9%. Для щебеню з осадових та метаморфічних порід марки за дробимістю коливаються від 200 до 1200 при втратах маси від 35 до 11%.

До заповнювачів бетону, як і інших будівельних матеріалів, висуваються вимоги щодо вмісту природних радіонуклідів. Для всіх видів будівництва можуть застосовуватись матеріали із сумарною питомою активністю природних радіонуклідів не більше 370 Бк/кг (I клас). Матеріали з питомою активністю природних радіонуклідів від 370 до 740 Бк/кг (II клас) можуть бути використані для дорожнього та промислового будівництва у межах території населених пунктів. При активності понад 740, але нижче за 1350 Бк/кг (III клас) заповнювачі можуть використовуватись у будівництві за межами населених пунктів.

Одним із важливих якісних показників заповнювачів є їх зерновий (гранулометричний) склад. Розміри отворів сит, на яких залишається або проходить не менше 95% матеріалу, вважають відповідно найменшою та найбільшою крупністю заповнювача. Вибір граничної крупності заповнювача залежить від розмірів перерізу конструкції та відстані між арматурними стрижнями. Зазвичай найбільша крупність заповнювача має бути не більше 1/4 мінімального розміру перерізу конструкції та 2/3 відстані між арматурними елементами.

Перші роботи з проектування зернового складу заповнювачів бетонів були спрямовані на забезпечення мінімальної пустотності сумішей зерен різної форми та крупності. При відомих значеннях насипної густини заповнювача (ρ_n) і густини його зерен (ρ_z) розрахункове значення пустотності (Π^0):

$$P^0 = \left(1 - \frac{\rho_n}{\rho_3} \right). \quad (5.3)$$

При змішуванні заповнювачів розрахункове значення пустотності можна визначити за формулою:

$$P^0 = 1 - \frac{\rho_n^{cm}}{m^{cm}} \left[V_1(1 - P_1^0) + V_2(1 - P_2^0) + \dots + V_n(1 - P_n^0) \right], \quad (5.4)$$

де m^{cm} і ρ_n^{cm} – маса суміші заповнювачів та її насипна густина;
 $V_1, V_2 \dots V_n$ – насипні об'єми фракцій, що змішуються;

$P_1^0, P_2^0 \dots P_n^0$ – пустотність відповідних фракцій заповнювачів, що змішуються.

У 1914 р. Б. Ніколаєв проаналізував геометричну структуру простору, заповненого зернами сипучого матеріалу. Ним розрахована пустотність зерен різної геометричної форми при найбільш і найменш щільному укладанні (табл. 5.3).

Таблиця 5.3

Пустотність сипучих матеріалів залежно від форми зерен

Форма зерна	Пустотність, %		
	при найбільш щільному укладанні	при найменш щільному укладанні	Середні значення
куби	0	87,1	43,55
октаедри	12,1	83,9	48,05
додекаедри	14,1	60,7	37,4
ікосаедри	10,3	59,9	35,1
кулі	26,2	47,6	36,9

На практиці найбільш і найменш щільні укладання зерен малоїмовірні. Значення пустотності зростають із збільшенням лежачості зерен, особливо при застосуванні зерен подовженої форми.

Сформувався два підходи для забезпечення щільних сумішей зерен заповнювачів: вибір переривчастого та

безперервного їх зернового складу.

Прихильники переривчастої гранулометрії суміші заповнювачів опираються на геометричні закономірності укладання зернистих матеріалів. Так, відомо, що при кубічному укладання дрібних і великих куль з діаметром відповідно d і D для забезпечення найбільш щільного їх укладання, повинна виконуватися умова:

$$d = D\sqrt{2} - D = 0,41D . \quad (5.5)$$

При тетраедричному укладанні:

$$d = \frac{2}{3}D\sqrt{3} - D = 0,155D . \quad (5.6)$$

Кубічна упаковка куль має пустотність 47,6, тетраедрична – 26%.

Оптимальні співвідношення діаметрів найменших фракцій зерен до діаметра найбільшої фракції коливаються від 0,07 до 0,04.

О.І. Кудяковим запропоновано формулу, за якою можна визначити необхідну кількість n -ної фракції багатofракційного заповнювача:

$$Q_n = \rho(1 - \varphi'_1)(1 - \varphi'_2) \dots (1 - \varphi'_{n-1})\varphi''_n , \quad (5.7)$$

де ρ – густина матеріалу;

$\varphi'_1, \varphi'_2, \varphi'_n$ – коефіцієнти заповнення, вони показують зміну об'єму пустот великої фракції при послідовному заповненні їх дрібнішими зернами. Для практичних цілей значення $\varphi'_2 \dots \varphi'_n$ можна приймати рівними 0,2.

Тоді:

$$Q_n = \rho(1 - \varphi'_1)(0,8^{n-2})\varphi''_n , \quad (5.8)$$

де n – число фракцій;

φ_n'' – коефіцієнт заповнення, що показує необхідну кількість останньої фракції. Для граніту, базальту, вапняку $\varphi_n'' = 0,307...0,351$.

Хоча переривчастий зерновий склад і забезпечує меншу пустотність суміші зерен, стосовно бетонних сумішей більшість дослідників віддає перевагу безперервному зерновому складу заповнювачів. Це пояснюється необхідністю при однаковій рухливості бетонних сумішей в останньому випадку меншого об'єму дрібних фракцій та відповідно витрати цементу на обмазування зерен. Крім цього, суміші з безперервним зерновим складом менш схильні до розшарування.

Для вибору безперервного зернового складу заповнювачів запропоновані різні "ідеальні" криві просіювання, з яких найбільшу популярність здобули криві Фуллера, Боломей та Гуммеля, що виражаються досить близькими формулами:

Формула	Автор	
$y = 100 \sqrt{\frac{d}{D}}$	Фуллер	(5.9)
$Y = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}}$	Боломей	(5.10)
$y = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n$	Гуммель	(5.11)

У формулах (5.9...5.11) d – розмір зерен фракції; D – гранична крупність заповнювача; A – коефіцієнт, рівний для гравію та піску – 8 для жорстких та 10 для пластичних бетонних сумішей. При використанні щебеню та піску – $A = 10$ для твердих та 12 для пластичних бетонних сумішей; n – показник степені, рівний у сумішах на щебені 0,2...0,4, на гравії 0,3...0,5 (за Гуммелем показник степені n може коливатися від 0,1 до 1 (Рис. 5.1).

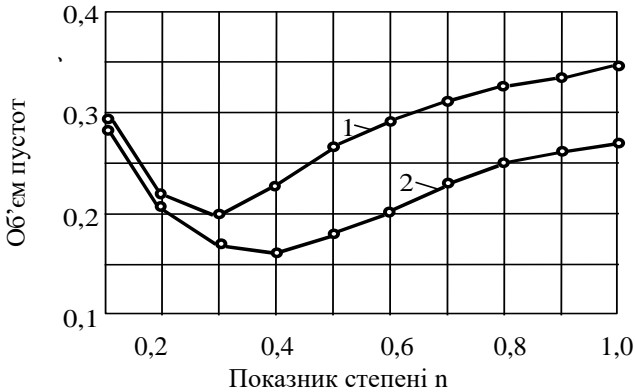


Рис. 5.1. Зміна пористості крупних заповнювачів залежно від показника n (за даними Гуммеля):
 1 – оптимальна крива просіювання сумішей заповнювачів на щебені;
 2 – те саме на гравії

Методика побудови кривих щільних сумішей, що використовується під час підбору складу заповнювачів асфальтових бетонів, запропонована М.М. Івановим. Ним прийнято ідеальне співвідношення об'єму кожної наступної фракції до об'єму попередньої, максимальна крупність якої більша в 2 рази (т.зв. *коефіцієнт збігу*), що дорівнює $\kappa = 0,81$. При розрахунку за формулою Фуллера (за умови рівності густин кожної фракції) $\kappa = 0,707$, за формулою Гуммеля при $n = 0,3 - \kappa = 0,812$. Досить щільні суміші можна отримати при значенні коефіцієнта збігу в межах 0,65...0,8 (рис. 5.2).

Якщо прийняти вміст у % першої фракції рівним a , то вміст другої буде $a\kappa$, третьої – $a\kappa^2$ і т.д. Кількість останньої фракції має дорівнювати $a_{n-1}\kappa$.

Сума об'ємів усіх фракцій може бути записана у такому вигляді:

$$a(1 + \kappa + \kappa^2 + \dots + \kappa^{n-1}) = 100\% \quad (5.12)$$

Отже, вміст першої фракції (тобто частковий залишок на відповідному ситі):

$$a_1 = \frac{1 - \kappa}{1 - \kappa^n} \cdot 100. \quad (5.13)$$

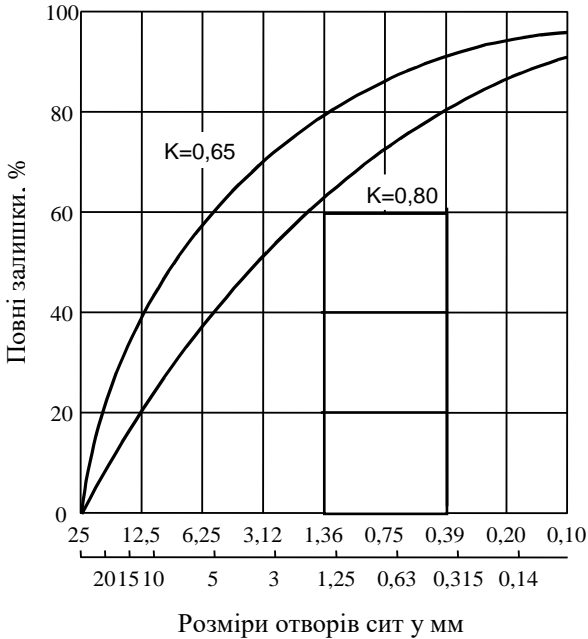


Рис. 5.2. Криві щільних мінеральних сумішей при різних значення коефіцієнта збігу (κ)

Для цементних бетонів використання кривих щільних сумішей наповнювачів раціонально лише в деяких випадках, наприклад, для пресованих або вібропресованих бетонів, що виготовляються з особливо жорстких сумішей.

Для реальних заповнювачів зерновий склад завжди відхиляється від ідеальної кривої, тому в стандартах, що визначають вимоги до крупного та дрібного заповнювачів, вказують рекомендовану область зернових складів (рис. 5.3, 5.4, табл. 5.4), вихід за межі якої призводить до суттєвої перевитрати цементу. Пустотність заповнювачів коливається від 20 до 50% і регулюється їх фракціонуванням з наступним змішуванням.

Інтегральною характеристикою крупності, що широко застосовується для оцінки якості піску як заповнювача бетонів, є модуль крупності:

$$M_{кр} = \frac{\sum A_i}{100}, \quad (5.14)$$

де A – сума повних залишків на контрольних ситах, %:

$$\sum A_i = A_{2,5} + A_{1,25} + A_{0,63} + A_{0,315} + A_{0,16}. \quad (5.15)$$

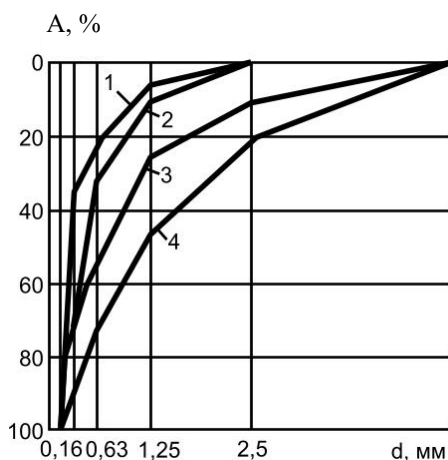


Рис. 5.3. Зерновий склад піску для бетонів:

- 1, 2 – нижня межа крупності, що допускається ($M_{кр} = 1,5$) і рекомендований ($M_{кр} = 2$);
- 3, 4 – верхня межа крупності рекомендована ($M_{кр} = 2,5$) і допускається ($M_{кр} = 2,25$);
- A – повний залишок на ситах розміром d

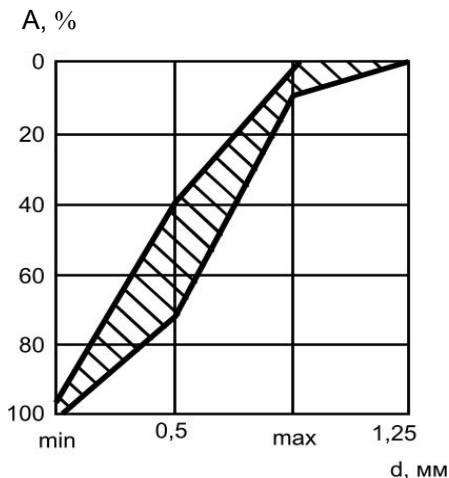


Рис. 5.4. Рекомендований склад крупного заповнювача

Таблиця 5.4

Рекомендований зерновий склад крупного заповнювача
для важких бетонів

Найбільша крупність заповнювача, мм	Вміст фракцій у крупному заповнювачі, %				
	Від 5(3) до 10 мм	Понад 10 до 20 мм	Понад 20 до 40 мм	Понад 40 до 80 мм	Понад 80 до 120 мм
10	100	—	—	—	—
20	25...40	60...75	—	—	—
40	15...25	20...35	40...65	—	—
80	10...20	15...25	20...35	35...55	—
120	5...10	10...20	15...25	20...30	30...40

Повні залишки на кожному з сит знаходять, підсумовуючи часткові залишки на даному ситі та ситах з більшими отворами.

Модуль крупності піску характеризує площу над інтегральною кривою просіювання (рис. 5.5). Недоліком цього показника є те, що він неоднозначно характеризує зерновий склад: однаковому значенню $M_{кр}$ можуть відповідати різні криві просіювання (рис. 5.5). Для обмеження області можливого варіювання кривих просіювання при оцінці якості піску разом з

модулем крупності вказують додатково повний залишок на ситі №063 (табл. 5.5).

Таблиця 5.5

Групи пісків за крупністю

Група пісків	Модуль крупності, $M_{кр}$	Повний залишок на ситі №063, % за масою
Крупний	більше 2,5	більше 45
Середньої крупності	2,0...2,5	30...45
Дрібний	1,5...2,0	10...30
Дуже дрібний	1,0...1,5	до 10

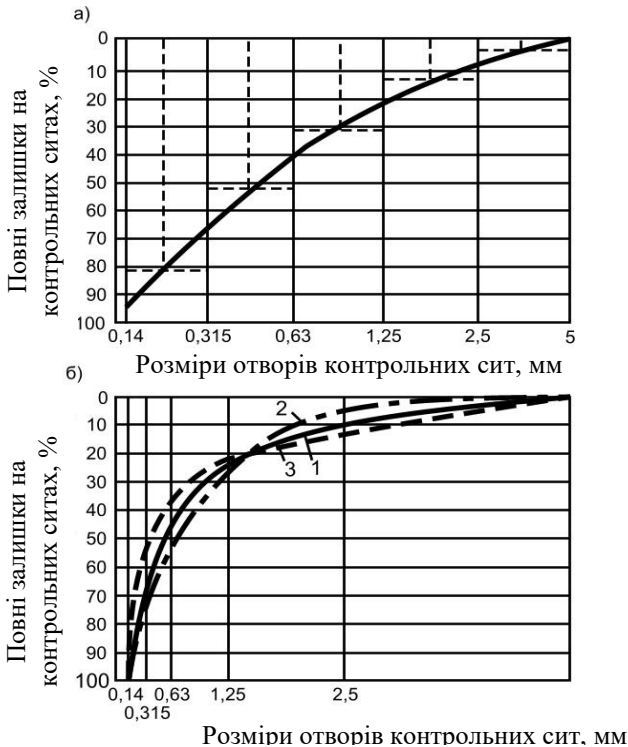


Рис. 5.5. Интегральные кривые просеивания песка:

а – у напівлогічній системі координат; б – варіанти кривих просеивання (1-3) пісків з однаковим модулем крупності

Для звичайних пластичних бетонних сумішей істотно впливають на оптимальне співвідношення фракцій заповнювача товщина прошарку та консистенція цементного тіста, які змінюються в залежності від заданих значень властивостей бетонної суміші та бетону. З позицій мінімізації витрати цементу важливо, щоб при цьому склад заповнювача забезпечував мінімально можливу пустотність при найменшій сумарній поверхні.

Необхідний об'єм цементного тіста при отриманні щільного бетону:

$$V_{ц.т} = P_a^0 V_3 + \delta U_3 V_3 + V_{пов} \quad (5.16)$$

де P_a^0 і U_3 – пустотність (за абсолютним об'ємом) та питома поверхня заповнювача;

V_3 – абсолютний об'єм заповнювача;

$V_{пов}$ – об'єм повітря;

δ – товщина шару цементного тіста.

На величину *питомої поверхні* заповнювача впливає його максимально допустима крупність, що встановлюється залежно від проектних вимог до конструкції та умов бетонування.

Питому поверхню заповнювача (U) можна визначити через середній розмір зерна d_{cp} :

$$U = \frac{N}{d_{cp}}, \quad (5.17)$$

де N – коефіцієнт, що залежить від форми зерна та рельєфу його поверхні.

В ідеалі для полірованої кулі $N = 6$, для реальних сипких матеріалів цей коефіцієнт значно вищий.

У табл. 5.6 наведено значення питомої поверхні (U , $\text{см}^2/\text{см}^3$) та N для різних фракцій щебеню та гравію (за даними Ю.Я. Штаермана та Д.Н. Гевзадзе).

Таблиця 5.6

Питома поверхня щебеню та гравію, $\text{см}^2/\text{см}^3$

Назва заповнювачів	Фракції							
	60...40		40...20		20...10		10...5	
	U	N	U	N	U	N	U	N
Гранітний щебінь	2,025	10,10	3,64	10,92	7,29	10,94	14,53	10,90
Базальтовий щебінь	2,14	10,70	3,84	11,52	7,29	10,94	14,39	10,79
Вапняковий щебінь	1,98	9,90	3,67	11,01	7,30	10,95	13,99	0,50
Щебінь з піщаника	2,07	10,35	3,78	11,34	7,13	10,69	13,62	10,19
Гравій річковий	1,53	7,65	3,06	9,18	6,05	9,07	11,43	8,57

Для визначення розрахункової питомої поверхні наповнювачів можна використовувати різні емпіричні формули. Наприклад, для кварцового піску та гранітного щебеню питому поверхню можна розрахувати за формулами:

$$U_n = \frac{0.025}{\rho_n} (a_1 + 2a_2 + 4a_3 + 7,4a_4 + 15a_5 + 110a_6), \quad (5.18)$$

$$U_{щ} = \frac{0,0036}{\rho_{щ}} (0,55e_1 + e_2 + 2e_3 + 3,9e_4), \quad (5.19)$$

де $a_1...a_6$ – процентний вміст фракцій піску при стандартному розсіюванні;

$e_1...e_4$ – відсотковий вміст фракцій щебеню (гравію) 60...40, 40...20, 20...10 і 10...5 мм.

На якість заповнювачів істотно впливає вміст пилоподібних, глинистих і мулистих домішок, що визначаються зазвичай способом відмулювання. До пилоподібних відносять частинки крупністю понад 0,005 до 0,05 мм, до глинистих і

мулистих – до 0,005 мм. Обмеження вмісту домішок, що відмулюються в піску і щебені (гравії) обумовлено негативним впливом утворюваних ними плівок на зчеплення цементного каменю із заповнювачами, і, як наслідок, на міцність, морозостійкість та інші властивості бетону, водопотребу бетонних сумішей. Вміст частинок, що відмулюються, в природному піску допускається до 3%, в збагаченому – 2%, в дробленому до 5% (з урахуванням групи крупності). Вміст частинок, що відмулюються, у складі щебеню та гравію з вивержених і метаморфічних порід не повинен перевищувати 1%, у щебені з осадових порід (залежно від міцності бетону) обмежується в межах 1...3%, у тому числі глини в грудках – не більше 0,25%. Крім домішок, що відмулюються, в заповнювачах може бути низка інших шкідливих домішок, що сприяють зниженню міцності і довговічності бетону (вугілля, слюди, цеоліти та ін.); що погіршують якість поверхні та викликають внутрішню корозію (аморфні різновиди діоксиду кремнію, хлорит, магнетит та ін); та корозію арматури (галоїди, сульфіді, сульфати та ін).

Коригування параметрів заповнювачів шляхом змішування, наприклад, двох пісків може виконуватися за допомогою формули:

$$n = \frac{P_1^k - P^k}{P_1^k - P_2^k}, \quad (5.20)$$

де P^k – необхідне значення параметра, що коригується (модуля крупності, питомої поверхні, вмісту зерен певної фракції);

P_1^k і P_2^k – значення коригованого параметра у заповнювача, відповідно з більшим і меншим його значенням;

n – об'ємна частка заповнювача з меншим значенням P^k у сумі об'ємів змішуваних заповнювачів.

Добавки. Найбільш універсальним та ефективним способом модифікування структури та регулювання властивостей бетону є введення в бетонну суміш додаткових компонентів – добавок. В даний час в економічно розвинених країнах практично весь бетон виготовляється із застосуванням

різноманітних добавок. Номенклатура відомих добавок надзвичайно різноманітна. Вони, як правило, надають комплексний (поліфункціональний) вплив на бетонні суміші і затверділий бетон.

Усю сукупність добавок у бетон умовно поділяють на хімічні та мінеральні. Хімічні добавки (модифікатори) вводять в бетон у порівняно невеликій кількості (до 10% маси цементу), вони можуть бути за складом як неорганічними, так і органічними. Okремо виділяють полімерні добавки для одержання полімерцементних бетонів. Мінеральні добавки можуть бути введені у значно більшій кількості, ніж хімічні добавки.

Є різні класифікації добавок за механізмом їх дії, складом та основним технічним ефектом. Залежно від основного ефекту їх дії добавки поділяють на 4 види: регулюючі властивості бетонної суміші (пластифікуючі, стабілізуючі, водоутримуючі, що покращують перекачування та ін.); регулюючі твердіння бетону; підвищуючі міцність, морозостійкість, корозійну стійкість, водонепроникність (водоредукуючі, кольматуючі, повітрявтягувальні та ін.); такі що надають бетону спеціальні властивості (протиморозні, гідрофобізуючі).

У технології бетону найбільшого поширення набули пластифікуючі добавки (*пластифікатори*), що покращують рухливість бетонної суміші без збільшення водовмісту та зниження міцності. Вони дозволяють також зменшувати водовміст без погіршення легкоукладальності бетонних сумішей і досягати поліпшення основних властивостей бетону або при заданих властивостях бетону зменшувати необхідну витрату цементу (рис. 5.6). Відповідно до ефективної пластифікуючої дії, тобто збільшення рухливості бетонної суміші без зниження міцності бетону пластифікатори поділяють на 4 категорії (табл. 5.7).

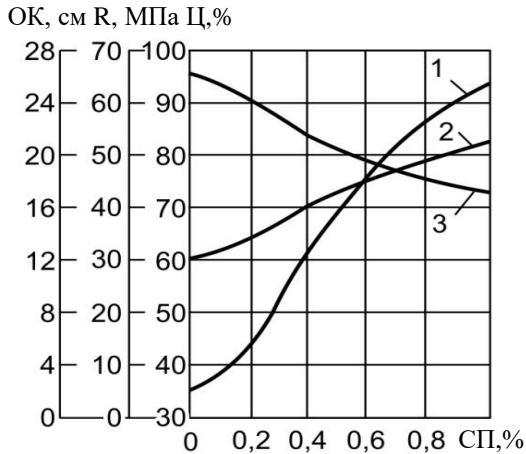


Рис. 5.6. Вплив вмісту суперпластифікатора на властивості бетону та бетонної суміші (за Ю.М. Баженовим): 1 – зміна рухливості суміші при введенні суперпластифікатора та постійних витратах цементу та води; 2 – підвищення міцності бетону при постійній рухливості суміші та витраті цементу за рахунок скорочення витрати води; 3 – зменшення витрати цементу в рівномірних бетонах при однаковій рухливості бетонної суміші

Таблиця 5.7

Класифікація пластифікаторів бетонних сумішей

Категорія	Назва	Ефективна пластифікуюча дія (збільшення ОК від 2...4 см), см	Зменшення кількості води, %
I	Суперпластифікатори	До 20 и 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 суттєво покращити властивості бетону без збільшення витрати цементу, отримувати бетони з сумішей, що самоущільнюються при помірному водовмісті, високоміцні бетони на звичайних портландцементях і заповнювачах, що мають низьку проникність, високу корозійну стійкість і т.д.

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

Прийнята в даний час класифікація суперпластифікаторів (табл. 5.8) поділяє їх за складом та механізмом дії.

Таблиця 5.8

Класифікація суперпластифікаторів

Позначення	Склад СП	Механізм дії
НФ	На основі сульфованих нафталін-формальдегідних поліконденсатів	Електростатичний
МФ	На основі сульфованих меламіно-формальдегідних поліконденсатів	Електростатичний
ЛСТ	На основі очищених від цукрів лігносульфонатів	Електростатичний
П	На основі полікарбоксилатів та поліакрилатів	Стеричний

До групи *прискорювачів твердіння* входять, як правило, солі-електроліти, основним ефектом яких є прискорення твердіння (у ряді випадків також тужавлення) бетонних сумішей.

З прискорювачів твердіння одним із перших було досліджено хлорид кальцію. Ця добавка була запропонована ще у 1885 р. У. Міллером та С. Ніколсом. Прискорююча дія хлориду кальцію пояснюється підвищенням розчинності клінкерних мінералів цементу, утворенням комплексних малорозчинних сполук, каталітичним та модифікуючим впливом при гідратації цементу. Застосування його в бетоні, однак, обмежене через прискорення корозії сталевих арматур та зниження стійкості цементного каменю у сульфатному середовищі.

В якості прискорювачів тужавлення та твердіння застосовують також сульфати натрію та калію, нітрати натрію та

кальцію, хлорне залізо, хлорид та сульфат алюмінію та інші солі-електроліти.

Прагнення універалізувати дію добавок посилити їхній технічний ефект зумовили широке поширення комплексних (композиційних) добавок. На рис. 5.7 наведена одна з можливих схем формування комплексних добавок різного призначення на основі пластифікуючих ПАР.

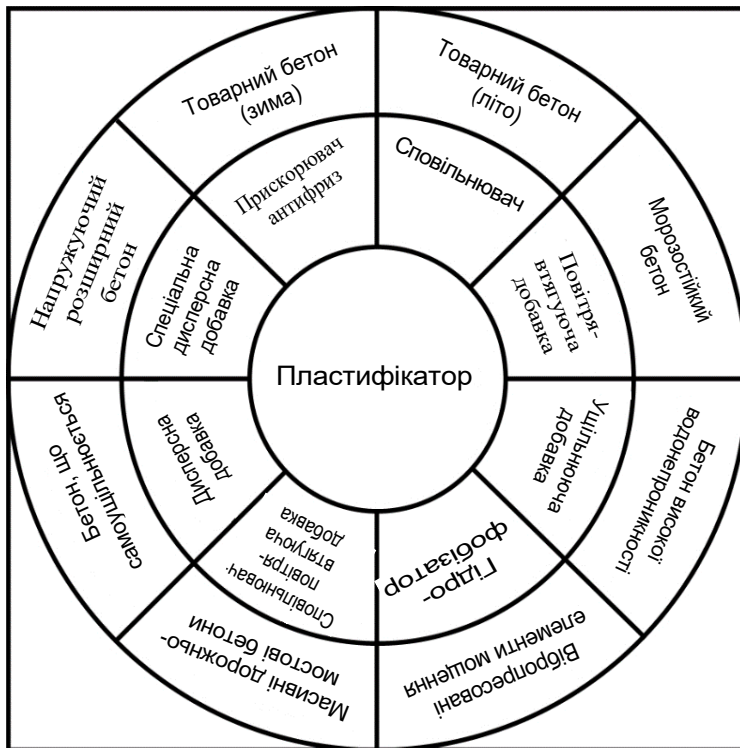


Рис. 5.7. Діаграма формування комплексних добавок (за О.В. Ушеровим-Маршаком)

Для запобігання корозії сталевій арматури запропоновані добавки, що поєднують інгібітори з прискорювачами твердіння, наприклад у вигляді нітрит-нітрату хлориду кальцію та ін.

Багато добавок – прискорювачів твердіння є також *протиморозними*, що забезпечують твердіння бетону при знижених, у тому числі і від’ємних температурах.

До групи *мінеральних добавок* відносять неорганічні порошкоподібні речовини, що вводяться в бетонну суміш для економії цементу та регулювання властивостей бетону. Мінеральні добавки часто називають наповнювачами (мікронаповнювачами) бетону. Їх поділяють на активні та інертні.

Активні мінеральні добавки здатні вступати за нормальної температури в хімічну реакцію з гідроксидом кальцію з утворенням гідросилікатів та інших гідратів. Активність добавок вимірюють за кількістю СаО мг, поглиненого 1 г добавки з водного розчину вапна протягом 30 діб. Вона коливається від 50...100 для золи-виносу до 350...400 мг СаО на 1 г добавок для деяких природних матеріалів осадового походження (опоки, трепелу та ін.).

Такі добавки, як доменні гранульовані шлаки, містять речовини, що володіють за певних умов (тепловологісна обробка, введення активізаторів) в'язучими властивостями. Інші добавки переважно пуцоланового типу (низькокальцієва зола-виносу, ряд інших техногенних продуктів, а також природних матеріалів вулканічного або осадового походження) набувають в'язучих властивостей лише в суміші з вапном.

До високоактивних мінеральних добавок у бетон, що все ширше застосовуються в останні десятиліття, відносяться ультрадисперсні відходи виробництва феросплавів, т.зв. мікрокремнезем (МК). Мікрокремнезем є конденсованим аерозолем, що уловлюється фільтрами систем газоочищення плавильних металургійних печей. Він містить частинки сферичної форми із середнім діаметром 0,1 мкм та питомою поверхнею 15...25 м²/г і вище. Його насипна густина – 150...250 кг/м³. Мікрокремнезем як добавка до бетонів був вперше запропонований на початку 50-х, а почав масово використовуватися з початку 70-х років минулого століття у Норвегії, а потім і в інших країнах.

Разом з МК як ефективні модифікатори бетону за певних умов (висока дисперсність, поєднання з суперпластифікаторами та ін) можуть слугувати й інші мінеральні матеріали – метаксаолін, цеоліти та ін.

З позицій економії цементу та цементного клінкеру мінеральну добавку можна застосовувати лише в тому випадку, якщо приведене $\text{Ц/В} - (\text{Ц/В})_{\text{пр}}$, що обчислюється за формулою (5.21), більше за Ц/В бетону з добавкою.

$$(\text{Ц} / \text{В})_{\text{пр}} = \frac{\text{Ц} + K_{\text{ц.е}} D}{\text{В} + \Pi_3 V_3 + V_{\text{нов}}}, \quad (5.21)$$

де $K_{\text{ц.е}}$ – коефіцієнт "цементуючої ефективності" або цементний еквівалент 1 кг добавки, що вводиться в бетонну суміш;

Π_3, V_3 і $V_{\text{нов}}$ – відповідно пористість і об'єми заповнювача та втягнутого повітря;

D – витрата добавки.

"Цементуюча ефективність" активних мінеральних добавок є функцією багатьох факторів, що характеризують їх склад, структуру, дисперсність, умови твердіння, вік бетону та ін.

При відхиленні значення D від оптимального значення $K_{\text{ц.е}}$ знижується, воно може переходити через нульове та набувати навіть від'ємного значення.

Вочевидь, якщо при введенні мінеральної добавки відбувається збільшення водопотреби бетонної суміші тобто $\Delta V > 0$, ефект мінеральної добавки знижується, при $\Delta V < 0$ зростає. При $(\text{Ц/В})_{\text{пр}} \Delta V \geq K_{\text{ц.е}} D$ введення активних мінеральних добавок не дозволяє досягти економії цементу та клінкеру або веде навіть до їх перевитрати.

Ефективність будь-яких технічних рішень, у тому числі і введення хімічних добавок до бетону, повинна визначатися економічним ефектом та коефіцієнтом ефективності витрат. Останній це відношення економічного ефекту до витрат необхідних для його отримання. Витрати на добавку (V_d) при отриманні бетону легко розраховуються:

$$B_{\delta} = C_{\delta} D + Z_{\delta}^{ooo}, \quad (5.22)$$

де C_{δ} – вартість добавки на 1 м³ бетону з урахуванням необхідних транспортних витрат;

D – питома витрата добавки;

Z_{δ}^{ooo} – питомі витрати, пов'язані з додатковою обробкою добавки, її зберіганням, дозуванням, зміною складу бетонної суміші та ін.

Економічний ефект від введення добавки (E_{δ}) може бути реалізований як при виробництві бетону, виробів, конструкцій і споруд на його основі, так і при їх експлуатації відповідно до проекту. Повний економічний ефект від введення добавки в бетони є змішаним, розрахунок його досить складний.

Для виробників бетону (бетонної суміші, виробів та конструкцій) важливо диференціювати економічний ефект, що забезпечується добавкою за рахунок економії інших ресурсів у процесі виробництва (E_{δ_1}), та ефект, що досягається при застосуванні бетону (E_{δ_2}). Перший безпосередньо впливає на собівартості бетону, другий має враховуватися при призначенні ціни нього. Як E_{δ_1} , так і E_{δ_2} через зміну собівартості і ціни на бетон повинні активно впливати на прибуток і рентабельність підприємств-виробників. Для споживачів бетону ефективність використання добавок визначається величиною E_{δ_2} . Залежно від цільової установки, введення однієї і тієї ж добавки може бути спрямоване переважно на досягнення ефекту E_{δ_1} або E_{δ_2} . Відомо, наприклад, що добавки-пластифікатори можуть бути використані або для економії цементу без погіршення властивостей бетону або для підвищення пластичності бетонної суміші і полегшення її укладання. На рис. 5.8 наведено для прикладу можливі варіанти зміни ефективності введення добавки в бетонну суміш.

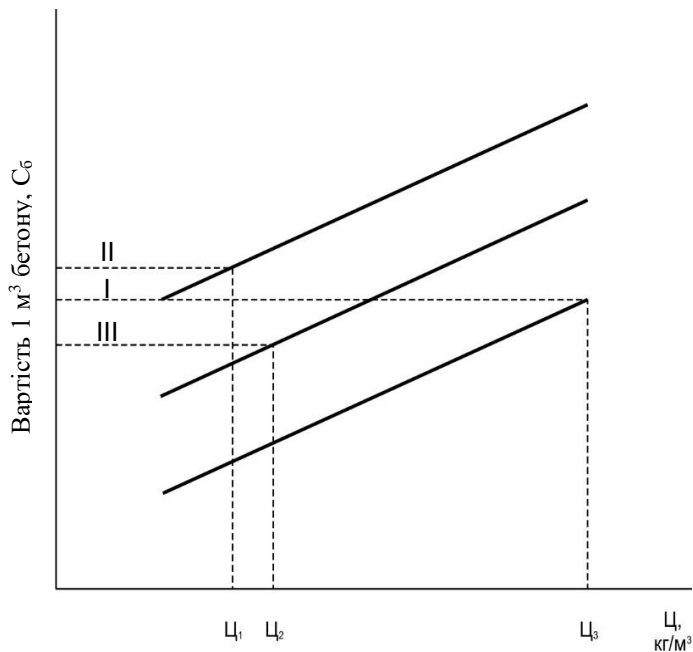


Рис. 5.8. Можливі варіанти зміни питомої вартості бетону (C_6) під час введення хімічної добавки:

I – вартість бетону без добавки, II та III – вартість бетону з добавкою

Нехай нормовані властивості бетону забезпечуються без добавки при витраті цементу Ц_3 (I, рис. 5.8). При введенні добавки можна забезпечити необхідні властивості бетону за меншої витрати цементу Ц_1 (II, рис. 5.8), але це буде невигідно, тому що при використанні дорогої добавки вартість бетону буде вищою, ніж бетону без добавки. Зменшивши витрату добавки (III, рис. 5.8) можна забезпечити необхідні властивості бетону при компромісному витраті цементу Ц_2 і це буде найвигідніший варіант. Підібрати оптимальну витрату добавки в даному випадку можна перебором варіантів, ґрунтуючись на результатах підборів складів або при використанні емпіричних залежностей, що пов'язують нормовані показники властивостей з витратою

добавки та іншими параметрами складу.

Витрати на добавку (B_d) при виробництві бетонної суміші виявляються виправданими, якщо дотримується умова:

$$B_d < B_m + B_{in} - B'_m - B'_{in}, \quad (5.23)$$

де B_m і B'_m – витрати на вихідні матеріали бетонної суміші без добавки та з добавкою;

B_{in} і B'_{in} – інші витрати на виробництво бетонної суміші без добавки та з добавкою.

При виконанні умови (5.23) передбачається, що показники властивостей бетонної суміші з добавкою не нижче за показники без добавки.

Аналогічно можна розрахувати допустимі витрати при виробництві виробів, конструкцій та зведенні споруд, врахувавши додатково вартість арматури, теплової енергії, будівельних робіт.

Ефективність витрат на добавку з позицій економії ресурсів можна виразити коефіцієнтом K_e^p %:

$$K_e^p = \frac{C_{e.p}}{B_d} \quad \left(\sum P_i \geq \sum P_i^n \right), \quad (5.24)$$

де $C_{e.p}$ – вартість заощаджених ресурсів;

$\sum P_i$ і $\sum P_i^n$ – показники, що досягаються при введенні добавки та нормовані показники властивостей бетону.

У табл. 5.9 наведено значення, розраховані для бетонних сумішей з рядом добавок, що пластифікують, введених з метою економії цементу для одного з підприємств. Аналіз наведених даних показує, що для розглянутих умов коефіцієнт K_e^p більший за 1 при економії цементу 10...18%, і витраті добавок у бетоні від 0,25 до 1% від маси цементу. Характерно, що за заданих умов найефективнішою виявилася традиційна добавка ЛСТ і найменш - суперпластифікатор С-3, введення якого, безсумнівно, є більш доцільним при отриманні литих, високоміцних бетонів і т.д.

Таблиця 5.9

Значення K_e^P при введення добавок, що застосовані для економії цементу (цемент середньоалюмінатний) $C_3A = 6...10\%$)

Добавка	Витрата добавки, % від маси цементу	Витрата цементу в бетоні, кг/м ³	Економія цементу при введенні добавки, кг/м ³ (%)	K_e^P
ЛСТ	0,25	до 300	12 (4)	16,84
		300...400	24 (6)	25,26
		більше 400	34 (8)	33,68
ЛСТ+ сульфат натрію (СН)	0,25+2	до 300	18 (6)	6,32
		300...400	32 (8)	8,42
		більше 400	45 (10)	10,53
С-3	1,0	до 300	65 (22)	3,68
		300...400	95 (24)	4,21
		більше 400	110 (25)	4,21

Незважаючи на значення K_e^P , для ряду підприємств при труднощах, пов'язаних з поставкою цементу, палива, пари на перший план може висуватися ефект фізичної економії відповідних ресурсів при введенні добавок в бетон.

Для споживачів бетону з добавками прийнятність рівня ціни на нього впливає із умови:

$$\Delta C_{\bar{o}} = K_e^P C_{e,p} \quad , \quad (5.25)$$

де $\Delta C_{\bar{o}}$ – різниця вартості на бетон з добавкою та без добавки;

K_e^P – коефіцієнт ефективності економії ресурсів у бетоні.

Якісні переваги бетонів із добавками у конкретних умовах застосування бетону можуть використовуватись з різною метою. Так, підвищення міцності бетону може бути використане для зміни перерізу конструкцій, зменшення витрати арматури,

прискорення введення будівельних об'єктів в експлуатацію тощо. Відповідно змінюється вартість заощаджених ресурсів та величина коефіцієнта ефективності.

Для безпосередньої оцінки ефективності зміни тих чи інших властивостей бетону за допомогою добавки за постійними показниками інших властивостей або параметрів складу може служити співвідношення:

$$K_e = \frac{P'_i - P_i}{B_0}, \quad (5.26)$$

де P'_i і P_i – порівнювані значення показника властивості бетону з добавкою та без добавки.

5.2. Проектування складів бетону

Проектування складів бетону може розглядатися як ізольована система (*перший тип задач*) і як підсистема більш загальних технологічних систем, наприклад проектування бетонних і залізобетонних конструкцій і технології їх виробництва (*другий тип задач*). У першому випадку задача полягає лише в оптимальному рецептурному забезпеченні заданих параметрів, а в другому – вирішується додатково і задача оптимізації самих параметрів, що задаються, (легкоукладальності суміші, міцності бетону та ін.).

Існуюча практика пропонує, в основному, рішення задач першого типу, що не завжди може виявитися достатнім. Наприклад, прагнення технологів домогтися максимальної економії цементу при проектуванні бетону заданої міцності не є продуктивним, якщо сам показник міцності неоптимальний з позицій вартості конструкцій. Зокрема, застосування бетону підвищеної міцності може дозволити зменшити переріз конструкцій і, таким чином, з позицій витрати цементу на одиницю виробів (конструкцій) а не на кубометр бетону, може виявитися більш вигідним. Аналогічно, не завжди економічно обґрунтованими є показники легкоукладальності бетонних сумішей, від яких істотно залежать склади. Наприклад, якщо

критерієм оптимізації складів є вартість конструкції, застосування жорсткої бетонної суміші може виявитися менш вигідним, з огляду на трудовитрати на укладання бетону, чим застосування литої суміші, хоча остання містить більшу кількість цементу. У зв'язку з цим представляється раціональним, там де це можливо, поєднувати зусилля конструкторів, технологів і економістів для комплексного рішення задач конструктивного і технологічного проектування бетону.

При проектуванні складів бетону в задачах другого типу передбачається їх багатоваріантність. Вибір того або іншого складу визначають в конкретних умовах, виходячи з прийнятого критерію оптимальності. Такими критеріями найчастіше можуть бути мінімальна витрата цементу, мінімальна середня густина бетону, мінімальна вартість бетону. Може бути обраний більш складний критерій, наприклад, вартість конструкцій або навіть усієї споруди в цілому з врахуванням не тільки вартості бетону але і трудомісткості, вартості виготовлення, перевезення і монтажу конструкцій.

В задачах другого типу в якості факторів складу бетонної суміші, що оптимізуються, розглядаються не тільки рецептурні (співвідношення заповнювачів, витрата добавки), але технологічні і конструктивні параметри.

Одним з підходів, що пов'язують склад бетонної суміші з технологічним процесом, є теоретичний підхід, розроблений Ю. Сторком. Він запропонував розглядати енергію ущільнення бетонної суміші при вібрації як один з основних параметрів складу суміші, що забезпечує в комплексі з іншими факторами, необхідну міцність бетону. Виходячи з цієї передумови, Ю.Сторк вивів ряд рівнянь, що встановлюють залежність між режимом вібрації, складом і фізико-механічними властивостями бетонних сумішей і бетонів.

В ряді робіт отримані рівняння, що зв'язують склад бетону з режимом теплової обробки, і розглянуті їх рішення при різних критеріях оптимальності.

Задачі першого типу можна розділити на групи: однопараметричні, дво- і багатопараметричні. В основу такої класифікації покладена загальна кількість нормованих

параметрів для бетонної суміші і затверділого бетону.

Для *однопараметричних задач* не нормується звичайно в строго визначених кількісних границях показник легкоукладальності суміші. Вказується лише його якісна характеристика (суміш напівсуха, жорстка, рухома, літа). Якісно можуть характеризуватися й окремі показники затверділого бетону (бетон морозостійкий, водонепроникний, сульфатостійкий та ін.). В ряді випадків вказується спосіб виготовлення виробів або виконання бетонних робіт. Можуть вказуватися також умови експлуатації конструкцій. В тих випадках, коли це виявляється можливим, технолог вводить в умову задачі проектування складів кількісні показники, адекватні якісним оцінкам і однопараметрична задача проектування складу трансформується в двох- або багатопараметричну. В інших випадках доводиться, проектуючи склад, що забезпечує нормовані властивості, вводити необхідні обмеження по витраті води, В/Ц, крупності і виду заповнювачів, вмісту добавки.

Найбільш розробленими і реалізованими на практиці є *двопараметричні задачі*, коли нормованою властивістю бетону є його міцність при стиску (R_6), а бетонної суміші – показник легкоукладальності (рухомість ОК або жорсткість Ж). Для рішення задач цього типу широко застосовуються розрахунково-експериментальні методи, що використовують ряд відомих технологічних залежностей: міцності бетону від цементно-водного відношення, правило сталості водопотреби бетонних сумішей, правило оптимального вмісту піску та ін.

В тих випадках, коли, крім міцності при стиску, виникає необхідність нормування ряду інших його будівельно-технічних властивостей, задача проектування складу істотно ускладнюється.

При проектуванні складів різних, і особливо, спеціальних видів бетону (гідротехнічного, дорожнього, корозійностійкого і т.д.) виникають *багатопараметричні задачі*. Їх можна розділити на три підгрупи:

- з нормованими параметрами, однозначно зв'язаними з міцністю бетону при стиску;
- з нормованими параметрами, неоднозначно зв'язаними з

- міцністю при стиску;
- з нормованими параметрами, не зв'язаними з міцністю при стиску.

У першу підгрупу входять, наприклад, задачі з різними нормованими показниками міцності бетону. При розрахунку складів таких бетонів спочатку знаходиться визначальний параметр із нормованих властивостей бетону, відповідна йому міцність при стиску і встановлюється мінімально можливе Ц/В, що забезпечує весь набір властивостей. Під "визначальним параметром" розуміється такий нормований параметр, досягнення якого припускає одночасно досягнення й всіх інших параметрів, зазначених в умові задачі.

Наприклад, з рис. 5.9 випливає, що якщо нормуються: міцність при стиску $R_b \geq 20$ МПа, розтягу при згині $R_{зг} \geq 8,3$ МПа і розтягу при розколюванні $R_p \geq 7,9$ МПа, то, очевидно, що визначальним параметром є R_p і необхідне Ц/В, що забезпечує всі три показники властивостей, дорівнює 2.1.

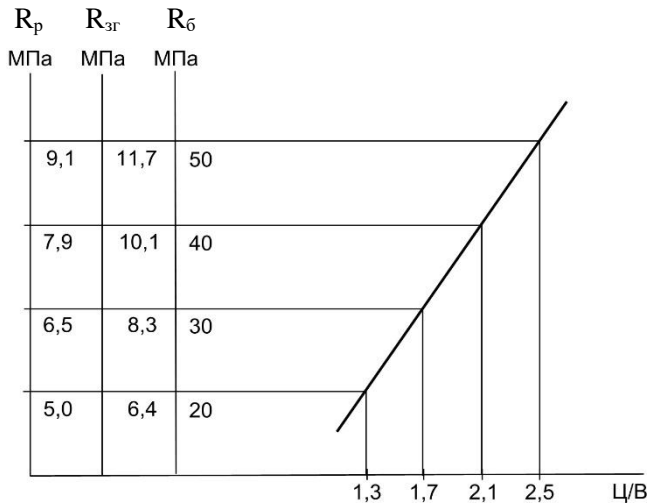


Рис. 5.9. Вплив Ц/В на міцність при стиску (R_b), розтяг при згині ($R_{зг}$) і розтяг при розколюванні (R_p)

Принциповою особливістю таких задач є існування області Ц/В, в межах якої знаходиться Ц/В, що забезпечує всі нормовані показники. Чим вужча ця область (для розглянутого прикладу область Ц/В – 1,3...2,1) (рис. 5.9), тим ближче є склад до оптимального і Ц→min. Для досягнення цієї умови можуть використовуватися різні технологічні прийоми: введення добавок-регуляторів властивостей, зміна умов твердіння, підбір вихідних матеріалів та ін.

Нормованими параметрами в задачах другої підгрупи, поряд з міцністю при стиску, можуть бути повзучість, морозостійкість, тепловиділення і т.д.

На рис. 5.10 показаний приклад взаємозв'язку повзучості і вмісту цементного каменю в бетоні при $R_6 = \text{const}$. Міру повзучості бетону розраховували за формулою, запропонованою Європейським Комітетом з бетону:

$$C_{m(28)} = \frac{k \cdot B / \text{Ц} (B + 0.33\text{Ц})}{\sqrt{10R_6}}, \quad (5.27)$$

де k – коефіцієнт, що залежить від розмірів перерізу елемента (r) і вологості навколишнього середовища (θ);

B і Ц – відповідно витрата води і цементу, кг/м^3 . Наприклад, при $r = 2.5$ см, $\theta = 70\%$, коефіцієнт $k = 0.92 \cdot 10^{-6}$.

З формули (5.27) і рис. 5.10 випливає, що при постійному В/Ц і отже міцності бетону, повзучість його може істотно відрізнятись в залежності від вмісту цементного каменю в бетоні. Аналогічно, можна показати неоднозначність залежності міцності бетону з групою властивостей, обумовлених в основному, капілярною пористістю (водопоглинання, морозостійкість і ін.).

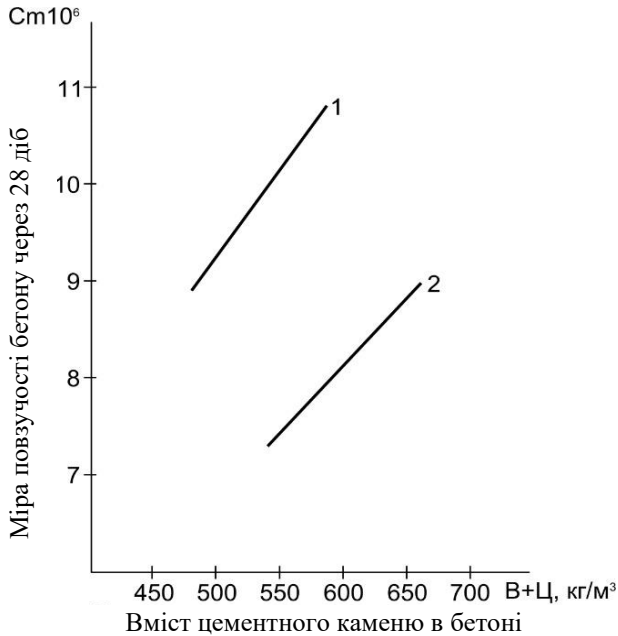


Рис. 5.10. Вплив вмісту цементного каменю в бетоні на міру повзучості: 1 – $R_6 = 20$ МПа; 2 – $R_6 = 30$ МПа

Розробка досить загального і доступного розрахунково-експериментального методу проектування складів бетонних сумішей із заданою легкоукладальністю і міцністю бетону стала можливою завдяки використанню ряду допущень, зроблених на основі фізичних закономірностей, обумовлених впливом структури бетону на його властивості. Такими закономірностями є закон (правило) водоцементного відношення, правило сталості водопотреби бетонних сумішей, правило оптимального вмісту піску та ін. Дані закономірності можуть бути використані і при багатопараметричному проектуванні складів бетону. При цьому загальна схема методу наступна:

1. З урахуванням проектних вимог до бетону, технологічних умов і техніко-економічного аналізу вибираються вихідні компоненти бетонної суміші та її легкоукладальність.

2. У тих випадках, коли нормуються властивості бетону, однозначно зв'язані з міцністю бетону при стиску R_c (міцність при розтягу, згині, модуль пружності, умовна розтяжність та ін.), визначається значення останньої, що забезпечує задані властивості.

3. З урахуванням активності цементу, якісних особливостей заповнювачів, умов твердіння й інших факторів визначається Ц/В, що забезпечує задані властивості.

4. Для досягнення необхідного показника легкоукладальності і при необхідності інших властивостей бетонної суміші і бетону (наприклад, усадки) при використанні даних вихідних матеріалів і добавок визначається витрата води (В). При цьому у випадку виходу за межі правила сталості водопотреби витрата води коректується з врахуванням Ц/В.

5. При нормуванні морозостійкості бетону розраховується необхідний обсяг емульгованого повітря й уточнюється необхідне Ц/В.

6. При знайдених значеннях В і Ц/В перевіряється можливість досягнення нормованих властивостей, що визначаються цими двома технологічними параметрами. У випадку недосягнення нормованих параметрів здійснюється додаткове коректування В і Ц/В з використанням при необхідності спеціальних технологічних прийомів (введення добавок та ін.).

7. Розраховується на основі остаточно знайдених Ц/В і В витрата цементу і перевіряється виконання обмежень, зв'язаних з витратою цементу (тепловиділення, стійкість до корозії й ін.).

8. Розраховується склад дрібного і крупного заповнювача при введенні декількох фракцій, а потім їх витрати. При виборі співвідношення заповнювачів поряд з досягненням найкращої легкоукладальності і міцності приймаються до уваги й інші умови (підвищена водонепроникність, товщина конструкції, ступінь армування та ін.).

9. Розглядається можливість використання різних технологічних рішень, спрямованих на економію цементу, зниження енерговитрат, зменшення вартості бетонної суміші.

Приклади

5.1. Розрахувати склад бетону з проектною міцністю $R_{\bar{\sigma}}=30$ МПа, рухомістю бетонної суміші $OK=8\ldots 10$ мм граничною розтяжністю $\varepsilon_{sp}=1\cdot 10^{-4}$, усадочними деформаціями $\varepsilon_{yc}=0,3\cdot 10^{-3}$.

Вихідні матеріали: портландцемент з активністю $R_c=42,5$ МПа, границею міцності при згині $R_{ц,зг}=5,6$ МПа, нормальною густиною $НГ=27,5\%$; кварцовий пісок з модулем крупності $M_k=1,7$, вмістом пилюватих і глинистих домішок $1,5\%$, густиною $\rho_{п}=2,67$ г/см³; щебінь фракції $5\ldots 70$ мм з вмістом пилюватих і глинистих домішок $1,2\%$, густиною $\rho_{щ}=2,65$ г/см³.

1. Знайдемо за формулою (5.28) і табл. 5.10 необхідні значення В/Ц, витрату води В і цементу Ц для забезпечення заданої міцності бетону і рухомості бетонної суміші:

$$\text{при } Ц/В \leq 2,5 \quad R_{\bar{\sigma}} = A R_c (Ц / В - 0,5), \quad (5.28)$$

$$Ц/В = 1,85, \quad В = 200 \text{ л/м}^3, \quad Ц = 370 \text{ кг/м}^3.$$

2. Знайдемо чи забезпечується нормована усадка бетону при вмісті води $В=200$ л/м³. Для розрахунку усадки використовуємо формулу:

$$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 0,125В\sqrt{В}, \quad (5.29)$$

де В – витрата води, л/м³.

$$\varepsilon_{yc} = 0,125 \cdot 200 \cdot 14,4 \cdot 10^{-6} = 0,36 \cdot 10^{-3}.$$

Враховуючи, що нормована усадка $\varepsilon_{yc}=0,3\cdot 10^{-3}$, введемо для зниження витрати води добавку пластифікатор ЛСТ, що дозволяє при дозуванні $0,25\%$ маси цементу зменшити витрату води на 10% . Тоді:

$$В = 180 \text{ л/м}^3, \quad \varepsilon_{yc} = 0,125 \cdot 180 \cdot 13,4 \cdot 10^{-6} = 0,3 \cdot 10^{-3}.$$

Приймаючи, що введення ЛСТ не знижує проектною міцності, уточнюємо витрату цементу:

$$Ц = 180 \cdot 1,85 = 333 \text{ кг/м}^3.$$

Таблиця 5.10

Орієнтовна витрата води (V_0) залежно від виду заповнювачів і легкоукладальності бетонної суміші

Легкоукладальність		Витрата води, л/м ³ при максимальній крупності заповнювача, мм			
Осадка конуса, см	Жорсткість, с	10	20	40	70
16...20	-	237	228	213	202
12...16	-	230	220	207	195
10...12	-	225	215	200	190
8...10	-	215	205	190	185
5...7	-	210	200	185	180
2...4	-	200	190	175	170
-	10...15	185	175	160	155
-	15...20	175	165	150	145
-	25...35	170	160	145	140
-	40...50	160	150	135	130

Примітки: 1. При збільшенні вмісту в щебені мулу та пилу понад 1% і частинок менше 5 мм вище 5% витрата води збільшується на 1...2 л на кожний відсоток. При збільшенні вмісту в піску мулу та пилу більше 3% – на 2 л/м³ на кожний відсоток. 2. Витрата води замішування наведена для бетонних сумішей, виготовлених на щебені з магматичних порід. Для бетонів на гравії витрата води зменшується на 10 л/м³.

3. Витрата води дана для бетонних сумішей на портландцементі з нормальною густиотою цементного тіста 26...28%, і середньозернистому піску ($M_k=2...2,5$) без пластифікуючих добавок. При зміні нормальної густоти цементного тіста на кожний відсоток у бік зменшення витрата води зменшується на 3...5 л, у бік збільшення – збільшується на 3...5 л. При зміні модуля крупності піску на кожні 0,5 у бік зменшення витрата води збільшується на 3...5 л, у бік збільшення – зменшується на 3...5 л.

3. Знайдемо $\varepsilon_{гр}$ як відношення міцності бетону при згині $R_{зг}$ до модуля пружності E .

За формулою $R_{зг} = AR_{у.зг}(C/B - 0,2)$, при $A=0,4$

$$R_{зг} = 0,4 \cdot 5,6(1,85 - 0,2) = 3,7 \text{ МПа}.$$

Модуль пружності бетону знайдемо за формулою:

$$E_{\sigma} = \frac{E_m R_{\sigma}}{S + R_{\sigma}}, \quad (5.30)$$

де E_m і S – відповідно 52000 і 23.

$$E_{\sigma} = \frac{52000 \cdot 30}{23 + 30} = 2.94 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

Тоді:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{3,7}{2,94 \cdot 10^4} = 1,25 \cdot 10^4$$

Таким чином розрахункове значення ε_{gr} виявилось вище нормованого. Введення ЛСТ може дещо зменшити фактичне значення E , що повинно позитивно вплинути на ε_{gr} .

В міру нагромадження в технології бетону експериментального й теоретичного матеріалу чітко проявляється необхідність урахування великої кількості факторів, що впливають на властивості бетону. Вона обумовлена прагненням не тільки підвищити точність прогнозу, але й одержати досить повні математичні моделі властивостей бетону, які могли б бути використані при вирішенні задач аналізу ефективності і керування технологічними процесами. Традиційні технологічні залежності, що включають не більше двох-трьох змінних, не дозволяють перебороти «факторний» бар'єр при прогнозуванні властивостей бетону. Уже перші аналітичні залежності (Р. Фере, 1982 р.) були засновані на зв'язках між властивостями бетону і його структурою, що певною мірою дозволяють подолати факторний бар'єр.

Можна виділити ряд напрямків у теоретичних дослідженнях взаємозв'язків "структура – властивості бетону", заснованих на закономірностях фізики твердого тіла, фізико-хімічної механіки дисперсних систем, атомно-молекулярної теорії, теорії штучних конгломератів. Кожен з них є досить плідним. Так, у результаті розвитку основних положень реології

стало можливим описати структурно-механічні властивості бетонних сумішей. Розгляд бетону як пружного-в'язкого матеріалу дозволив запропонувати структурні моделі і гіпотези механізму деформування і руйнування, а також вирази для відповідних характеристик. Принципи фізико-хімічної механіки дисперсних систем лягли в основу теорій твердіння і керованого структуроутворення, а також багатьох теоретичних розрахункових формул. Теорія штучних конгломератів відкриває шляхи формування бетонів оптимальних структур і прогнозу їх властивостей.

Базовими при вивченні впливу структури на властивості бетону є уявлення про бетон, як про капілярно-пористий композиційний матеріал. Вони стали фундаментом, на якому побудовані відомі й розвиваються нові структурні теорії бетону. Вивчення структури порового простору і його взаємозв'язків з міцністю, морозостійкістю, проникністю тощо, а також усього комплексу особливостей фізичного механізму синтезу властивостей бетону – найбільш реальні й перспективні шляхи створення системи розрахункових аналітичних залежностей у технології бетону.

Структуроутворення і синтез властивостей – комплекс дуже складних процесів, що відбуваються в бетоні, починаючи від атомно-молекулярного рівня і закінчуючи його макроструктурою. На сучасному етапі досліджень, незважаючи на те, що ця проблема є центральною в теорії бетону, неминучі деякі допущення і наближення, виправдані з технологічних міркувань, але які вносять певні похибки у розрахунки.

Широке впровадження в науку і практику ЕОМ та математичних методів сприяло в останні десятиліття бурхливому розвитку досліджень у різних галузях техніки, у тому числі і в технології бетону, в результаті яких розроблені багаточисленні математичні моделі і отримані важливі практичні висновки.

Накопичений до теперішнього часу досить значний досвід застосування математичного моделювання в технології бетону показує його ефективність, головним чином, у складних оптимізаційних завданнях, де інші методи дослідження або неможливі, або вимагають більших витрат часу й праці.

В найбільш загальному вигляді рішення задачі проектування складу бетонної суміші полягає в розв'язанні системи рівнянь:

$$\begin{aligned} P_x &= f(P_1 P_2 \dots P_m, X_1, X_2 \dots X_k) \rightarrow opt; \\ P_1 &= f_1(X_1 X_2 \dots X_k) > P_1^0 \text{ (або } < P_1^0); \\ P_2 &= f_2(X_1 X_2 \dots X_k) > P_2^0 \text{ (або } < P_2^0); \\ & \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ P_m &= f_m(X_1, X_2 \dots X_k) > P_m^0 \text{ (або } < P_m^0), \end{aligned} \quad (5.31)$$

де P_x – критерій оптимізації (витрата цементу, вартість та ін.);

$P_1, P_2 \dots P_m$ – параметри показників властивостей бетонної суміші і бетону;

$P_1^0, P_2^0 \dots P_m^0$ – їхні нормовані значення;

$X_1, X_2 \dots X_k$ – параметри складу суміші.

Математичне планування експериментів (МПЕ) як метод математичного моделювання дозволяє вирішувати завдання проектування складів бетонів та розчинів з різноманітністю вихідних умов та факторів.

Основні переваги математичного моделювання при вирішенні завдань проектування складів бетонів та розчинів:

- можливість отримання адекватних за певних умов кількісних залежностей показників нормованих властивостей або їх рецептурно-технологічних параметрів (водопотреба, співвідношення заповнювачів, водов'язуче відношення, об'єм втягнутого повітря та ін.) з урахуванням впливу конкретних факторів і ефектів їх взаємодії;
- можливість розрахунку складів багатокомпонентних бетонних і розчинових сумішей при нормуванні декількох вихідних параметрів;
- можливість виконання оптимізаційних розрахунків та знаходження оптимальних складів за заданих умов та обмежень.

Математичні моделі, отримані при реалізації МПЕ, дають можливість вирішувати завдання проектування складів бетонів і розчинів разом з вибором режимних параметрів для різних технологічних операцій і за допомогою системного аналізу оцінювати альтернативні рішення. З цією метою можлива реалізація різних алгоритмів, використання аналітичних, графоаналітичних та графічних методів.

Разом із перевагами застосування математичних моделей, отриманих із застосуванням МПЕ, для проектування складів бетонів і розчинів слід враховувати, що такі моделі мають локальний характер, тобто вони справедливі за певних вихідних умов, використання конкретних матеріалів, певної області варіювання чинників. При зміні заданих умов моделі слід застосовувати обережно та враховувати можливість суттєвого збільшення похибки для одержуваних рішень. При необхідності оцінки зміни факторів, які безпосередньо не враховуються в моделях, доцільно за допомогою спеціальних адаптивних алгоритмів періодично здійснювати коригування коефіцієнтів моделей.

Вирішення завдань багатопараметричного проектування складів бетонів і розчинів із застосуванням комплексів математичних моделей доцільно виконувати за допомогою комп'ютерних програм, що дозволяють розраховувати базові склади і коригувати їх з урахуванням виробничої інформації, проводити статистичний контроль показників нормованих властивостей.

Багатофакторні поліноміальні моделі дають можливість знаходити оптимальні значення таких факторів як співвідношення наповнювачів, вміст добавок та ін. при визначенні необхідних складів та здійснювати їхню оптимізацію. При цьому можливі два підходи:

- фактори, що оптимізуються, визначаються з рівнянь, де вони виконують роль залежних змінних, наприклад, частка піску в суміші заповнювачів r знаходиться з рівняння осадки конуса або жорсткості бетонної суміші;
- отримують окремі рівняння (рівняння r_{opt} , добавки суперпластифікатора та ін), в яких оптимізовані фактори є

вихідними параметрами і спільно з рівняннями нормованих параметрів використовують їх у розрахунках складів бетонних сумішей.

5.2. Розрахувати за допомогою номограм (5.11...5.14), що побудовані за відповідними експериментально-статистичними моделями склад бетону з проектною міцністю $R_b=20$ МПа з рухомістю бетонної суміші $OK=1...4$ см. Застосовується портландцемент з мінеральними добавками М400 ($НГ=27\%$, $\rho_c=3,1$ кг/л), кварцовий пісок ($B_n=9\%$, $\rho_n=2,6$ кг/л), гранітний щебінь ($B_{щ}=4\%$, $\rho_{щ}=2,65$ кг/л), суперпластифікатор С-3 у кількості 0,7% від маси цементу. Бетон пропарюється ($\tau=10$ год, $T=65$ °С). Необхідно забезпечити після пропарювання 70% проектної міцності.

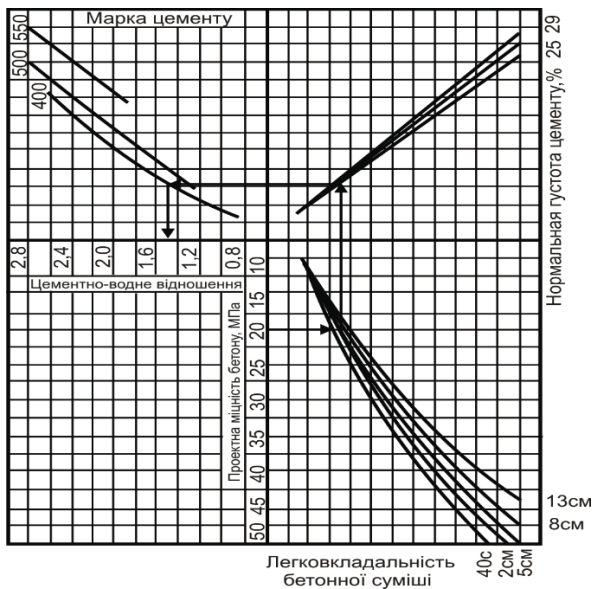


Рис. 5.11. Номограма для бетону з необхідної проектної міцності

За номограмою (рис. 5.11) встановлюємо, що необхідне (Ц/В) для забезпечення 28-добової міцності $(Ц/В)_1 = 1,4$.

За номограмою (рис. 5.12) визначаємо Ц/В, що необхідно для забезпечення 70% проектної міцності бетону після пропарювання. $(Ц/В)_2=2,1$. Оскільки $(Ц/В)_2 > (Ц/В)_1$ приймаємо його для подальших розрахунків.

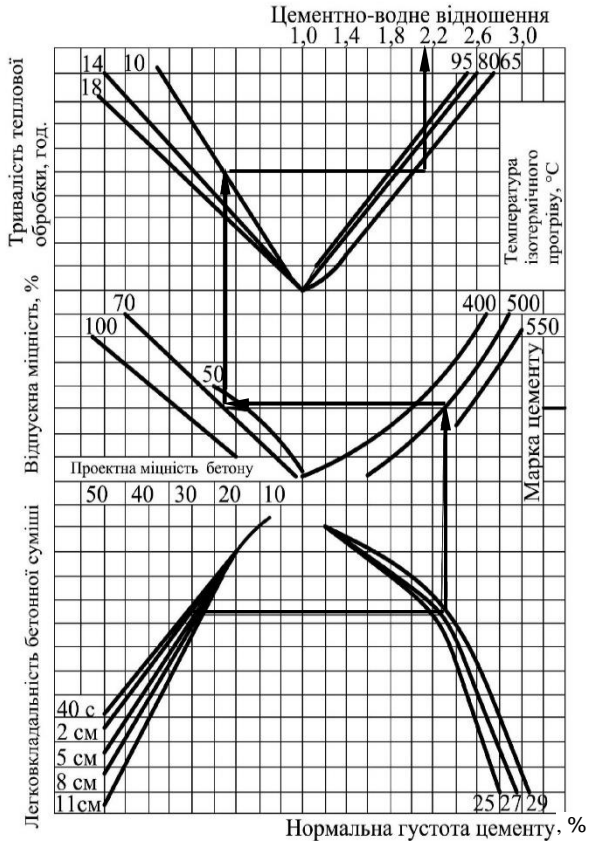


Рис. 5.12. Номограма визначення цементно-водного відношення бетону, що піддається тепловій обробці

Витрата води V (рис. 5.13) становить 190 л/м^3 . З врахуванням поправочного коефіцієнта на застосування добавки суперпластифікатора (табл. 5.11) становить $V=190 \cdot 0,82=156 \text{ л/м}^3$.

Таблиця 5.11

Значення поправочних коефіцієнтів до водовмісту бетонних сумішей при застосуванні пластифікуючих добавок

Легкоукладальність суміші		Цементно-водне відношення				
Рухомість, см	Жорсткість, с	1,40	1,80	2,20	2,60	3,0
–	30...50	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92
		0,88	0,85	0,83	0,81	0,80
1...4	–	0,93	0,92	0,92	0,92	0,91
		0,86	0,84	0,82	0,80	0,79
5...9	–	0,91	0,91	0,90	0,90	0,89
		0,82	0,80	0,79	0,78	0,77
10...15	–	0,90	0,89	0,88	0,87	0,87
		0,80	0,78	0,77	0,76	0,75

Примітка. Над рисою наведені значення при застосуванні добавки ЛСТ у кількості 0,25% від маси цементу, під рисою – суперпластифікатор С-3 у кількості 0,7% від маси цементу.

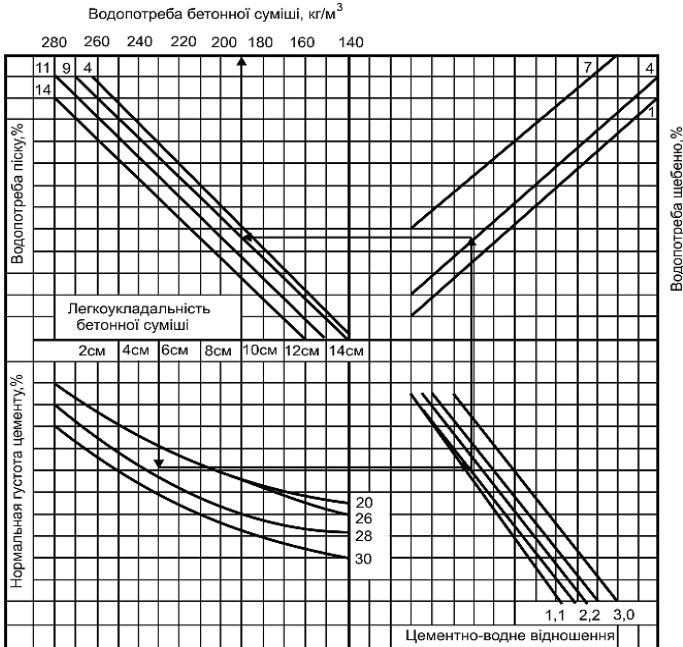


Рис. 5.13. Номограма визначення водопотреби бетонної суміші

Витрата цементу:

$$Ц = 156 \cdot 2,1 = 328 \text{ кг/м}^3.$$

Оптимальну частку піску в суміші заповнювачів установлюємо за рис. 5.14 $r = 0,36$.

Витрата піску і щебеню:

$$П = \left(1000 - \frac{328}{3,1} - \frac{156}{1}\right) \cdot 0,36 \cdot 2,6 = 691 \text{ кг/м}^3;$$

$$Щ = \left(1000 - \frac{328}{3,1} - \frac{156}{1} - \frac{691}{2,6}\right) \cdot 2,65 = 1236 \text{ кг/м}^3.$$

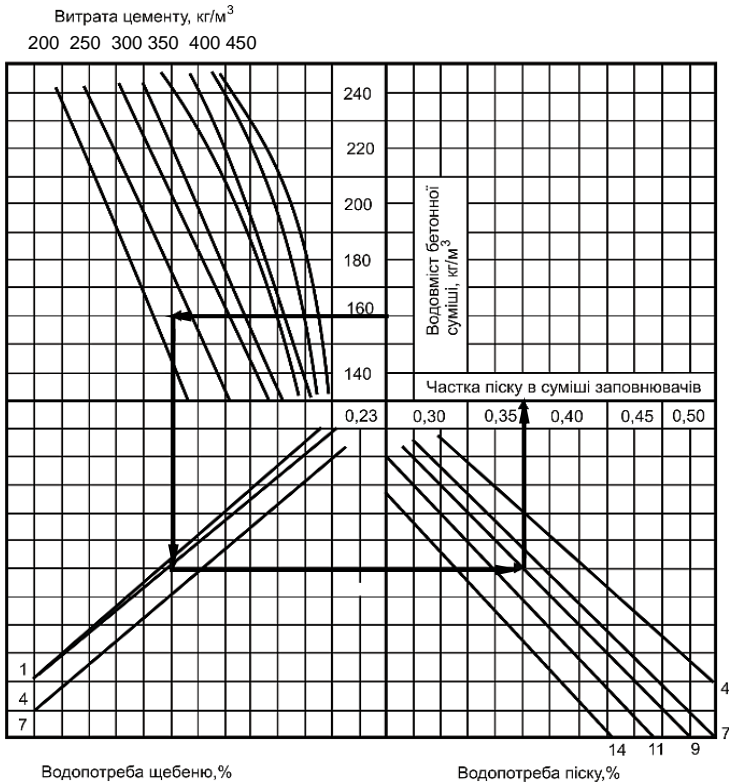


Рис. 5.14. Номограма визначення оптимальної частки піску

5.3. Розрахувати склад важкого бетону, виготовленого на малоклінкерному шлакопортландцементі (МШПЦ), що характеризуватиметься міцністю при стиску 35 МПа після проходження тепловологісної обробки та 70 МПа через 28 діб подальшого нормального твердіння. Рухомість бетонної суміші: ОК=15 см. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор (СП) Sika VC 225 в кількості 0,6% від маси цементу.

Бетон виготовлений із застосуванням кварцового піску з $M_k=1,9$, $\rho_n=2,65$ кг/м³ і гранітного щебеню з максимальною крупністю зерен 20 мм, $\rho_{щ}=2,85$ кг/л, $\rho_{н.щ}=1,65$ кг/л.

В результаті реалізації експериментів були отримані необхідні експериментально-статистичні моделі (табл. 5.12) у кодованих перемінних:

$$x_1 = (B / C - 0,45) / 0,2; \quad x_2 = (СП - 1,5) / 1,45.$$

Таблиця 5.12

Експериментально-статистичні моделі водопотреби та міцності бетонів на активованому МШПЦ

Водопотреба бетону, л/м ³	
$B = 145,3 + 1,667x_1 - 32,507x_2 + 5,894x_1^2 + 11,894x_2^2 - 7,0x_1x_2$	(5.32)
Міцність на стиск після ТВО*, МПа	
$R_6^{TBO} = 26,9 - 12,5x_1 + 0,1(x_1)^2 + 0,01(x_2)^2$	(5.33)
Міцність на стиск після ТВО та 28 діб нормального твердіння, МПа	
$R_6^{TBO28} = 38,5 - 31,9x_1 + 0,1x_2 + 8,3(x_1)^2 + 1,89(x_2)^2 - 0,1x_1x_2$	(5.34)

*Тепловологісна обробка бетонів (ТВО) здійснювалась при температурі 80° С. Швидкість підйому температури та охолодження складала 30° С за годину. Тривалість ізотермічної витримки – 6 год.

1. За графіком наведеним на рис. 5.15 при заданому значенні рухомості бетонної суміші (ОК=15 см) та визначеному виді та кількості пластифікатора (0,6% від маси цементу), знаходимо витрату води: $V=135$ л/ м³.

2. Преводимо вміст пластифікуючої добавки в кодовий вигляд:

$$x_2 = (0,6 - 0,3) / 0,3 = 1$$

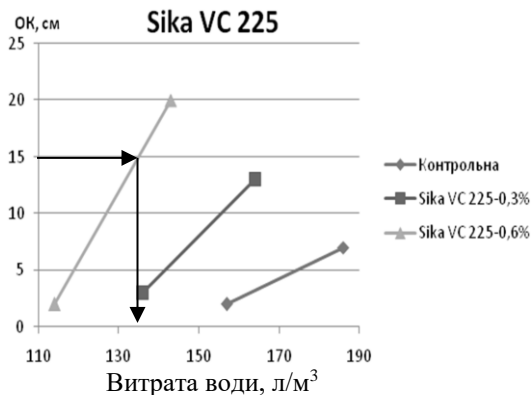


Рис. 5.15. Графік залежності рухомості бетонної суміші виготовленої на МШПЦ залежно від витрати води на м³

3. З відповідних рівнянь (табл. 5.12) при $x_2=1$ визначаємо В/Ц (x_1'), яке забезпечить необхідну міцність бетону:

- після проходження тепловологісної обробки ($R_{\sigma}^{TBO} \geq 35 \text{ МПа}$) $x_1' = -0,64$.
- після проходження тепловологісної обробки та 28 діб нормального твердіння ($R_{\sigma}^{TBO28} \geq 70 \text{ МПа}$) $x_1' = -0,86$.

4. Переводимо отримані значення водоцементного відношення в натуральний вид:

- необхідне В/Ц для досягнення заданої міцності бетону після ТВО:

$$(B/C)_1 = X_1 \times 0,2 + 0,45 = -0,64 \times 0,2 + 0,45 = 0,32$$

- необхідне В/Ц для досягнення заданої міцності бетону у 28 діб:

$$(B/C)_2 = X_1' \times 0,2 + 0,45 = -0,86 \times 0,2 + 0,45 = 0,28$$

Для забезпечення необхідних міцнісних характеристик бетону приймаємо мінімальне значення водоцементного відношення, (В/Ц=0,28).

5. Визначаємо необхідну витрату цементу:

$$Ц = \frac{135}{0,28} = 482 \text{ кг} / \text{м}^3.$$

6. Знаходимо витрати заповнювачів при коефіцієнті розсунення зерен $\alpha=1,46$, (табл. 5.13) і пустотності щебеню $(2,85-1,65)/2,85=0,42$. Використовуємо формулу:

$$Щ = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_{щ}} + \alpha \rho_{щ} \frac{\rho_{щ}}{\rho_{н.щ}}}, \quad (5.35)$$

де $\rho_{щ}$ і $\rho_{н.щ}$ – відповідно дійсна і насипна густина щебеню;
 α – коефіцієнт розсунення зерен щебеню цементно-піщаним розчином.

$$Щ = \frac{1000}{\frac{1}{2,8} + 1,46 \frac{0,42}{1,65}} = 1388 \text{ кг} / \text{м}^3;$$

$$П = (1000 - (\frac{482}{3,1} + 135 + \frac{1388}{2,8})) \times 2,65 = 590 \text{ кг} / \text{м}^3.$$

Таблиця 5.13

Коефіцієнт розсунення α
 (для пластичних бетонних сумішей)

Витрата цементу, кг/м ³	Значення α при В/Ц					
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
250	–	–	–	1,26	1,32	1,38
300	–	–	1,3	1,36	1,42	–
350	–	1,32	1,38	1,44	–	–
400	1,31	1,4	1,45	–	–	–
500	1,44	1,52	–	–	–	–
600	1,52	1,56	–	–	–	–

Примітки: 1. Таблиця складена для пісків із водо потребою $B_n=7\%$. При збільшенні B_n на кожен відсоток α зменшується на 0,03, а при зниженні B_n зростає відповідно на 0,03. 2. Для жорстких бетонних сумішей ($Ц < 400 \text{ кг/м}^3$) $\alpha=1,05 \dots 1,15$.

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 482 кг/м³; вода – 135 л/м³; щебінь – 1388 кг/м³; пісок – 590 кг/м³. Витрата суперпластифікатора Sika VC 225 складає 2,91 кг/м³.

5.4. Розрахувати склад реакційно-порошкового бетону (РПБ), виготовленого із застосуванням в якості активної мінеральної добавки золи виносу ТЕС, з 28-добовою міцністю на стиск 115 МПа та рухомістю 25...30 см по віскозиметру Сутгарда. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор Дунапон SP-3. Дійсна густина цементу $\rho_c = 3,1 \text{ г/см}^3$, золи виносу ТЕС $\rho_n = 2,8 \text{ г/см}^3$, піску $\rho_n = 2,65 \text{ г/см}^3$.

1. Використовуючи номограму міцності при стиску наведену на рис. 5.16 б, встановлюємо, що для забезпечення заданої міцності бетону при стиску 110 МПа мінімально можлива витрата цементу складатиме – 840 кг/м³, вміст мінеральної добавки – 27,5% від маси цементу (231 кг/м³), витрата суперпластифікатора Дунапон SP-3 – 2% від маси в'язучого.

2. Використовуючи номограму водопотреби, наведену на рис. 5.17а, встановлюємо, що при розрахунковому компонентному складі бетону мінімально можлива кількість води, при якій забезпечується задана рухомість бетонної 25...30см по віскозиметру Сутгарда буде складати – 215 л/м³.

3. Витрату заповнювачів розраховуємо, знаючи об'єм цементного тіста ($V_{ц.м}$) в бетонній суміші.

Об'єм цементного тіста, л/м³:

$$V_{ц.м} = \frac{Ц}{\rho_c} + \frac{Н}{\rho_n} + B = \frac{840}{3,1} + \frac{231}{2,8} + 215 = 568,5 \text{ л/м}^3$$

Об'єм піску, л/м³:

$$V_n = 1000 - V_{ц.м} = 1000 - 568,5 = 431,5 .$$

Маса піску Π , кг/м³:

$$\Pi = \rho_n V_n = 2,65 \cdot 431,5 = 1143 \text{ кг/м}^3$$

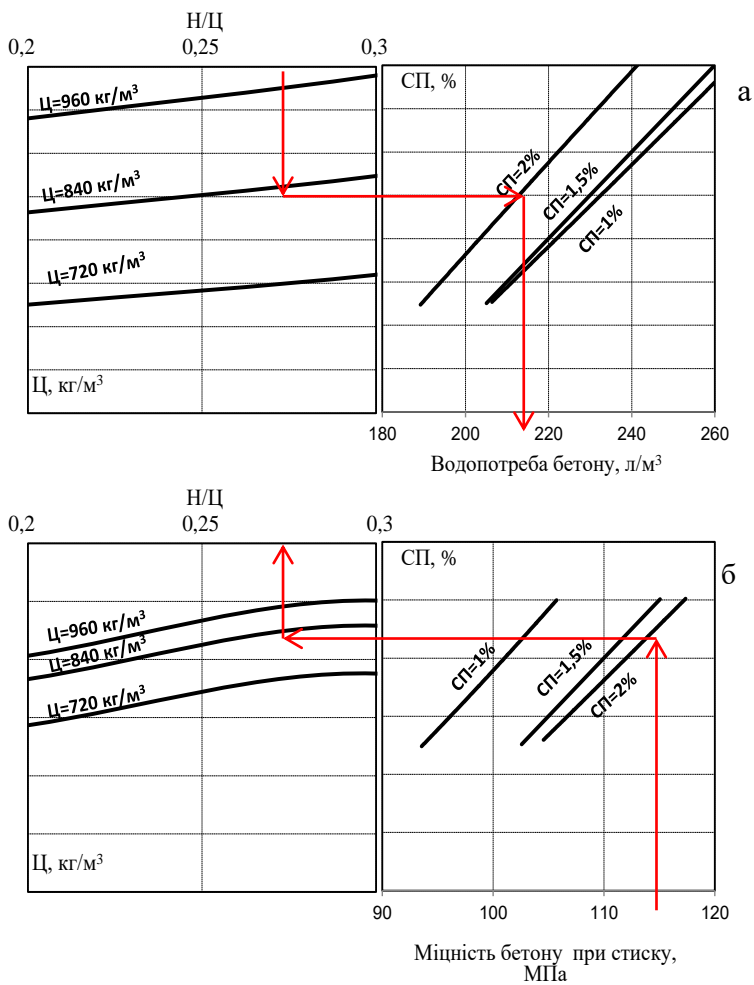


Рис. 5.16. Номограми водопотреби (а) та міцності (б) при стиску РПБ виготовленого із використанням золи виносу ТЕС

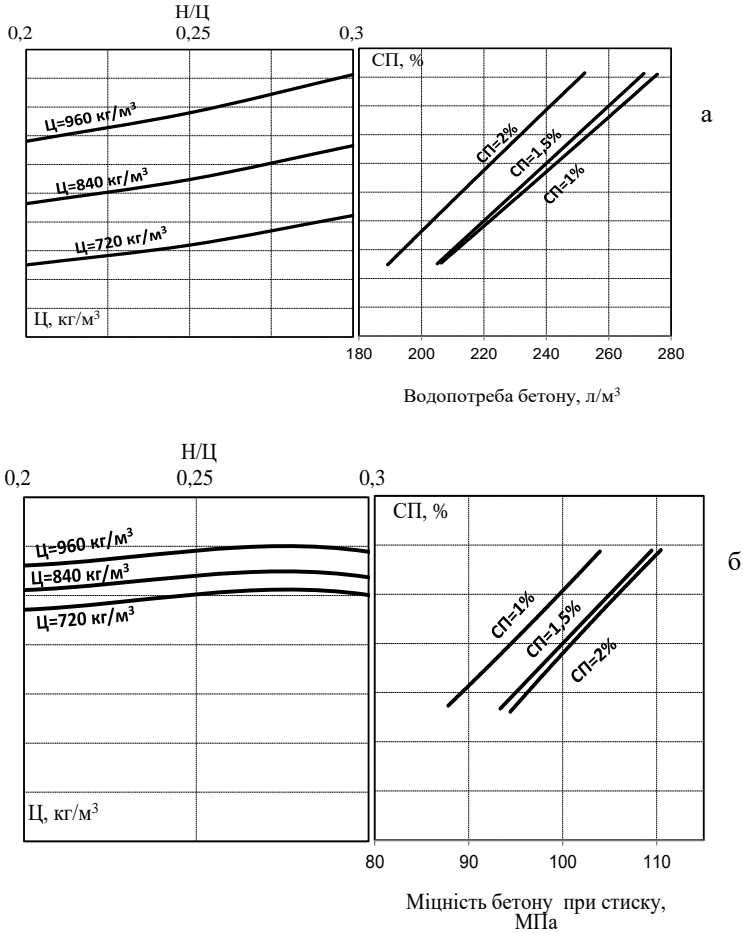


Рис. 5.17. Номограми водопотреби (а) та міцності (б) при стиску РПБ виготовленого із використанням доменного гранульованого шлаку

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 840 кг/м³, зола виносу – 231 кг/м³, вода – 215 л/м³, пісок фракції 0,16...1,25 – 1143 кг/м³. Витрата суперпластифікатора Дунатон SP-3 складає 2% від маси в'язучого.

5.3. Аналіз ефективності складів бетону

Ефективність складів бетону визначається їх техніко-економічними показниками, що характеризують раціональність використання матеріальних і енергетичних ресурсів за умови повного забезпечення комплексу необхідних властивостей.

Визначальним матеріальним ресурсом, ефективність використання якого характеризує значною мірою ефективність складів бетону є цемент. Критерієм ефективності при виборі цементу може бути відношення необхідних на нього витрат до величини визначального проектного або технологічного параметра P :

$$K_{e.c} = \frac{C_u C}{P}, \quad (5.36)$$

де C_u – вартість цементу, грн./кг;

C – витрата цементу, кг/м³.

Такими параметрами можуть слугувати, наприклад, проектна 28 добова або рання міцність, що досягається бетоном при заданих температурно-вологісних умовах, а також водонепроникність, морозостійкість тощо.

При проектуванні складів бетону, особливості цементів з мінеральними добавками порівняно з бездобавочними цементами можна врахувати двома основними коефіцієнтами:

$$k_1 = R_u / R_u^0; k_2 = B / B^0, \quad (5.37)$$

де R_u і B – відповідно активність цементу і водопотреба бетонної суміші на цементі з добавкою;

R_u^0 і B^0 – без добавки.

При застосуванні цементів з підвищеним вмістом мінеральних добавок може спостерігатися деяке сповільнення зростання міцності в перші 7 днів при збереженні марочної міцності. Якщо для цементу, що не містить мінеральних добавок, 7-добова міцність становить 0,65...0,75 міцності в 28 діб, для портландцементу з 20% доменного шлаку, вона часто знижується до 0,55-0,65, з 35% шлаку – до 0,5...0,6, при заміні 10% шлаку опокою – до 0,4...0,5.

Відомо, що є деякий критичний вміст мінеральної добавки, вище якого 28-добова активність цементу починає знижуватися, хоча марка цементу і ціна на нього залишаються незмінними. Цей критичний вміст для кожної добавки з урахуванням її особливостей залежить від хіміко-мінералогічного складу клінкеру, тонкості помелу і температурно-вологісних умов твердіння цементу.

Споживачам цементу доводиться зважати на те, що нерідко при однакових марках цементу, який не містить мінеральних добавок, і цементу з мінеральними добавками, активність останнього може бути істотно нижчою. Можна орієнтовно вважати, що кожні 2 МПа активності в середньому еквівалентні витраті 10 кг цементу на 1 м³ бетону.

Суттєвим є врахування зміни водопотреби бетонної суміші при зміні виду цементу, що прямо враховується коефіцієнтом k_2 .

Як відомо, параметром, що характеризує водопотребу цементу є його нормальна густина, яка визначається при стандартному випробуванні. Відповідно до експериментальних даних В.П. Сизова водопотребу бетонної суміші при зміні нормальної густоти можна представити рівнянням:

$$B = B_0 + 4(HG - 28), \quad (5.38)$$

де B_0 – водопотреба бетонної суміші, необхідна для досягнення заданого показника легкоукладальності на застосованих заповнювачах і портландцементі з $HG=28\%$.

Орієнтовно коефіцієнт k_2 можна знайти з виразу:

$$k_2 = \frac{B + 4(HG - 28)}{B_0 + 4(HG^0 - 28)}, \quad (5.39)$$

де HG^0 і HG – відповідно нормальна густина цементу, що не містить мінеральних добавок, і цементу з мінеральними добавками.

Підвищенню нормальної густоти, як відомо, сприяє введення добавок з високою молекулярною вологоємністю, особливо осадового походження.

Визначення емпіричних значень k_1 і k_2 бажано виконувати в результаті узагальнення експериментальних даних підприємств-постачальників і споживачів цементу та враховувати їх при проектуванні складів бетону. Знаючи, на основі емпіричних досліджень, коефіцієнти k_1 та k_2 витрату цементу можна визначити, знайшовши C/B і B з рівнянь:

$$C / B = \frac{R_0 + 0,5k_1 AR_u^0}{k_1 AR_u^0}, \quad (5.40)$$

$$B = k_2 B_0, \quad (5.41)$$

де A – коефіцієнт у формулі міцності бетону, що враховує, в основному, вплив якості заповнювачів бетону.

При відомих значеннях k_1 та k_2 , на основі узагальнення виробничого досвіду можна розрахувати параметр K з формули:

$$K = \frac{k_1}{k_2}. \quad (5.42)$$

Інтегральний параметр K можна вважати параметром, що характеризує ефективність складів бетону при переході від цементу, який не містить мінеральних добавок, до цементу з мінеральними добавками.

Якщо керуватися умовою:

$$C_u \cdot C < C_u^0 C^0, \quad (5.43)$$

можна знайти граничну питому вартість цементу з мінеральними добавками з урахуванням транспортних витрат на підприємстві, при яких його застосування є економічно прийнятним за умови забезпечення необхідних властивостей бетону. Вона знаходиться за формулою:

$$C_u < C_u^0 \frac{C^0}{C}. \quad (5.44)$$

Активні мінеральні добавки, що вводять безпосередньо в бетонні суміші (активні наповнювачі), широко застосовуються для економії цементу і найбільш енергоємного їх компонента – цементного клінкеру.

Для рівних за міцністю бетонів з однаковою легкоукладальністю економія цементу ΔC за рахунок введення активної мінеральної добавки може бути знайдена з рівняння:

$$\Delta C = K_{ц.е} D - (C / B)_{пр} \Delta B, \quad (5.45)$$

де $K_{ц.е}$ – коефіцієнт "цементуючої ефективності";

D – витрата добавки;

$(C/B)_{пр}$ – "приведене" C/B ;

ΔB – зміна водопотреби бетонних сумішей при введенні добавки ($\Delta B = B_o - B_d$), де B_o і B_d – водовміст бетонної суміші відповідно без і при введенні мінеральної добавки).

Очевидно, при $\Delta B < 0$ ефект наповнювача знижується, при $\Delta B > 0$ зростає. При $(C/B)_{пр} \Delta B \geq K_{ц.е} D$, введення активних наповнювачів не дозволяє досягнути економії цементу і клінкеру або приводить навіть до їхньої перевитрати.

З позицій економії цементу і цементного клінкеру мінеральну добавку доцільно застосовувати лише в тому випадку, якщо $(C/B)_{пр}$ більше C/B наповненого бетону. З виразу $(C/B)_{пр}$ слідує:

$$(C / B)_{пр} - C / B = K_{ц.е} D / B. \quad (5.46)$$

Економічний ефект від введення мінеральної добавки в бетонну суміш можна знайти з рівняння:

$$E_d = C_{ц} \Delta C - C_d D, \quad (5.47)$$

де C_d – вартість добавки.

Введення мінеральних добавок у бетонну суміш має ряд відомих переваг у порівнянні з їхнім введенням у портландцемент. Воно широко реалізується в ряді розвинених країн світу. Найбільш ефективно введення золи та інших мінеральних добавок у бетонні суміші на портландцементі без

добавок. При цьому можливо більш гнучко керувати властивостями бетону, досягати більшої стабільності його якості. Ефективні способи введення значної кількості мінеральних добавок у бетонні суміші можуть бути реалізовані через технологію в'яжучих з низькою водопотребою (ВНВ), тонкомолених багатокomпонентних цементів (ТБЦ), інтенсивної роздільної технології (ІРТ). Якщо, наприклад, при звичайному способі введення золи-виносу в бетонні суміші можна досягнути економії клінкеру до 20%, то введення її із ТБЦ при виготовленні бетонів із суперпластифікаторами дозволяє заощадити клінкер в 1,5 рази.

Характерною особливістю сучасної будівельної технології є широке застосування хімічних добавок для досягнення необхідних властивостей бетону, зниження витрати матеріальних і енергетичних ресурсів при виготовленні цього матеріалу і при застосуванні його для виробництва конструкцій, зведення будинків і споруд. В наш час підприємства по виготовленню бетону, виробів і конструкцій на його основі поряд з порівняно дешевими добавками, одержаними найчастіше із промислових відходів, усе ширше застосовують спеціально синтезовані добавки на основі дорогої хімічної сировини. Такі добавки-модифікатори дозволяють забезпечити високу якість бетону і регулювати його властивості у широкому діапазоні, однак при оцінюванні доцільності їхнього введення, заміни ними традиційних дешевих добавок доводиться досягнений технічний ефект порівнювати з необхідними додатковими витратами.

Ефективність будь-яких технічних рішень, у тому числі введення хімічних добавок у бетон повинна визначатися економічним ефектом (Е) і коефіцієнтом ефективності витрат (K_e). Останній являє собою відношення економічного ефекту до витрат, необхідних для його одержання. Витрати на добавку (Z_d) при одержанні бетону легко розраховуються:

$$Z_d = C_d D + Z_d^{одд}, \quad (5.48)$$

де C_d – вартість добавки на 1 м³ бетону з врахуванням необхідних транспортних витрат;

D – питома витрата добавки;

$Z_0^{доо}$ – питомі витрати, пов'язані з додатковою обробкою добавки, її зберіганням, дозуванням, зміною складу бетонної суміші й ін.

На стадії виготовлення бетону введення добавки дозволяє зменшити його вартість, головним чином, за рахунок зменшення вартості необхідних матеріальних ресурсів, наприклад, у результаті зниження витрати цементу, переходу на інші його види або марки та ін. Однак, неврахування додаткових витрат на добавку і нерациональність технологічних рішень може не дозволити знизити вартість бетону. На рис. 5.8, як приклад, наведені можливі варіанти зміни ефективності введення добавки в бетонну суміш.

Розробка ефективних складів бетонів передбачає в ряді випадків розгляд різних варіантів вибору заповнювачів бетонних сумішей. При дефіциті кондиційних заповнювачів, високих транспортних витратах економічно доцільним може бути збагачення місцевих матеріалів шляхом їх промивання і класифікації, змішуванням їх з привозними високої якості, застосування пластифікуючих і повітрявтягувальних добавок, зміна способу формування.

Важливим наслідком оптимізації складів бетонів є економія цементного клінкеру – напівфабрикату цементу, який визначає його вартість. Економію портландцементного клінкеру на 1 м^3 бетону можна знайти з умови:

$$\Delta K_{\text{л}} = \Delta \text{Ц} (1 - D_{\text{м}}), \quad (5.49)$$

де $\Delta \text{Ц}$ – економія цементу, $\text{кг}/\text{м}^3$;

$D_{\text{м}}$ – частка цементу, що припадає на мінеральну добавку.

Критерієм ефективності використання цементного клінкера в бетонах може слугувати міцність бетону на 1 кг витраченого клінкеру:

$$L = R_{\text{о}} / K_{\text{л}}, \quad (5.50)$$

де $K_{\text{л}}$ – витрата клінкеру на 1 м^3 бетонної суміші.

Значення критерію L , розраховані за типовими нормами витрат цементу, коливаються залежно від виду цементу,

легкоукладальності, проектної марки і відпускної міцності бетону. При використанні, наприклад, портландцементу і його різновидів та твердінні в нормальних умовах для М400 – $L=0,094\dots 0,156$; М500 – $L=0,106\dots 0,16$; М600 – $L=0,133\dots 0,179$ (при розрахунках умовно прийнято, що цемент містить 80% клінкеру).

З виразу критерію L можна встановити, що його збільшення можливо за рахунок підвищення Ц/В і, відповідно, міцності бетону без збільшення витрати клінкеру, а також зростання активності цементу. Для підвищення Ц/В можуть застосовуватись всі технологічні прийоми зменшення водопотреби бетонних сумішей, з яких особливо ефективним є введення суперпластифікаторів.

Для оцінки ефективності рецептурно-технологічних параметрів виробництва бетону, виробів та конструкцій на його основі важливе значення набувають критерії енергетичних витрат. З позицій народногосподарської ефективності критерії енергетичних витрат повинні відображати питомі витрати теплової та електричної енергії, не тільки пов'язані безпосередньо з отриманням бетонної суміші, виробів і конструкцій, але і використані на отримання вихідних компонентів і, в першу чергу, цементу. Енерговитрати, пов'язані з отриманням цементу, що йде на 1 м^3 бетону з проектною 28-добовою міцністю $20\dots 50 \text{ МПа}$ складають (для портландцементу і портландцементу з мінеральними добавками) $60\dots 177 \text{ кг}$ умовного палива, тоді як сумарна витрата теплової енергії безпосередньо у виробництві збірного залізобетону в середньому не перевищує 70 , а на передових заводах – 43 кг умовного палива на 1 м^3 .

До 70% енерговитрат у виробництві збірного залізобетону спрямовані на теплову обробку виробів. Ґрунтуючись на структурі енерговитрат, можна стверджувати, що народногосподарська ефективність використання енергоресурсів у виробництві бетону і виробів на його основі обумовлена в основному оптимальністю технологічних параметрів, що визначають витрати цементу в бетоні (особливо його клінкерної складової) і витрати палива при тепловій обробці виробів.

Як критерій раціонального використання енергетичних витрат ($K_{p.в.п}$) можна прийняти відносну питому витрату умовного палива (теплової енергії) на виробництво 1 м³ бетону або виробів на його основі, включаючи витрату палива на виробництво цементу:

$$K_{p.в.п} = \frac{Ц_{em} \cdot T_{ц.em} + T_{доd}}{Ц \cdot T_{ц} + T_{m.o} + T'_{доd}}, \quad (5.51)$$

де $Ц_{em}$ і $Ц$ – витрати умовно еталонного і порівнюваного цементів в кг/м³ для отримання бетону із заданими проектними вимогами;

$T_{ц.em}$ і $T_{ц}$ – витрата умовного палива для отримання 1 кг еталонного і порівнюваного цементів;

$T_{m.o}$ – витрата умовного палива на теплову обробку виробів;

$T_{доd}$ – додаткові витрати палива на технологічні цілі.

Критерій $K_{p.в.п}$ дозволяє привести до порівнюваного вигляду енерговитрати на отримання бетонів з різними показниками властивостей і оцінити ефективність використання теплової енергії в різних складах бетону як в умовах нормального твердіння, так і при тепловій обробці. За допомогою критерію $K_{p.в.п}$ можна вибрати оптимальні за витратами палива режими теплової обробки. При порівнянні бетонів нормального твердіння і підданих тепловій обробці, чим ближче $K_{p.в.п}$ до 1 (за умови застосування однакових видів і марок цементу в еталонному і порівняльному варіантах), тим енергетично ефективніший процес прискореного твердіння бетонів. За допомогою критерію $K_{p.в.п}$ можна порівняти також енергетичну ефективність різних технологічних рішень – введення мінеральних і хімічних добавок, розігріву бетонної суміші та ін.

За допомогою перехідних коефіцієнтів при визначенні $K_{p.в.п}$ можна враховувати поряд з тепловою і витрати електроенергії (1кВт.год \sim 0,34 кг умовного палива). Всі можливі технологічні рішення, що призводять до збільшення $K_{p.в.п}$ без неприпустимого зниження продуктивності лінії і істотного збільшення витрат, є прогресивними і можуть бути рекомендовані до впровадження.

Приклади

5.5. Проаналізувати вплив технологічних факторів на коефіцієнт ефективності використання цементу в золо цементних бетонах.

В якості коефіцієнта ефективності використане відношення:

$$K_e = R_{\sigma} / \Pi, \quad (5.52)$$

де R_{σ} – міцність бетону на стиск у віці 28 діб, МПа;

Π – витрата цементу, кг/м³.

В результаті виконання експериментів згідно плану Na_5 при варіюванні В/Ц, витрати води (В) л/м³, частки піску в суміші заповнювачів (r_n), витрати золи-виносу (D_3), кг/м³ та її питомої поверхні (S_3), см²/г отримана експериментальна-статистична модель K_e :

$$\begin{aligned} K_e = & 0,82 - 0,003x_2 + 0,008x_4 - 0,007x_5 + 0,012x_2^2 + \\ & + 0,007x_3^2 - 0,019x_4^2 - 0,015x_5^2 - 0,002x_1^2 - \\ & - 0,005x_1x_2 - 0,0027x_1x_5 + 0,0046x_2x_5 - 0,002x_3x_5 \end{aligned}, \quad (5.53)$$

де $x_1 = (В/Ц - 0,6)/0,1$;

$x_2 = (В - 190)/10$;

$x_3 = (r_n - 0,41)/0,07$;

$x_4 = (D_3 - 150)/100$;

$x_5 = (S_3 - 3900)/1000$.

Аналіз отриманої моделі і відповідної діаграми (рис. 5.18) дозволяє стверджувати, що вплив витрати золи та її дисперсності на критерій K_e має екстремальний характер. Оптимальні значення цих факторів можна визначити з моделі як похідні по x_4 і x_5 .

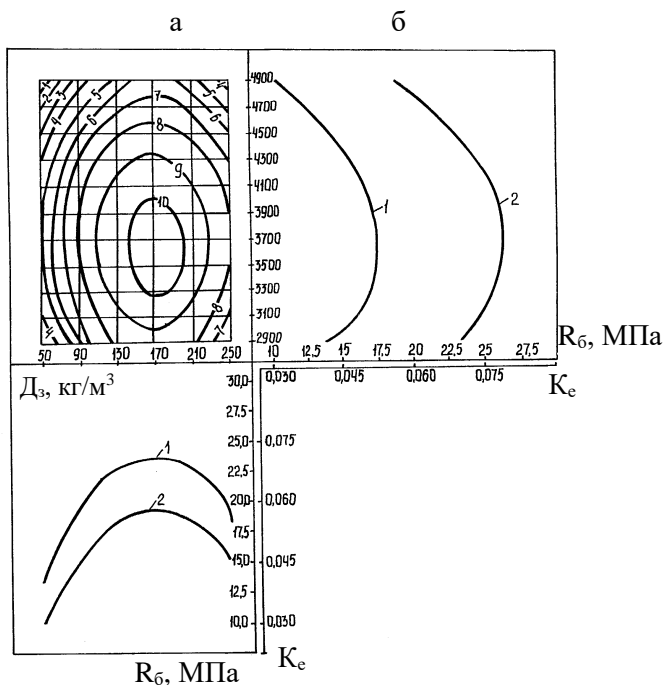


Рис. 5.18. Діаграма міцності і коефіцієнта ефективності використання цементу у литих золовмістких бетонах:
 а – ізолінії міцності бетонів при $В/Ц=0,6$; $V=190 \text{ кг / м}^3$, $\gamma_n=0,41$;
 б – графіки розподілу міцності і коефіцієнта ефективності використання цементу при: 1 – $D_3=50 \text{ кг/м}^3$; 2 – $D_3=150 \text{ кг/м}^3$;
 в – графік розподілу міцності і коефіцієнта ефективності використання цементу при: 1 – $S_3=290 \text{ м}^2/\text{кг}$; 2 – $S_3=490 \text{ м}^2/\text{кг}$

Відповідно до умов, прийнятих в експериментах виявилось, що оптимальні значення витрати золи становлять 170 кг/м^3 . Оптимальне значення питомої поверхні золи коливається при різних значеннях основних параметрів, що характеризують склад бетону і в середньому наближається до $4000 \text{ см}^2/\text{г}$.

Значення міцності бетону, що відповідають ізолініям на рис. 5.18 наведені в табл. 5.14.

Таблиця 5.14

Номер ізорівня	Ізорівні міцності бетону		
	Міцність бетону, МПа при $S_{\text{пит}}$ золи, $\text{см}^2/\text{г}$		
	2900	3900	4900
1	12,8	15,4	8,5
2	14,7	17,2	10,3
3	16,5	19,0	12,1
4	18,3	20,8	13,9
5	20,1	22,6	15,7
6	21,9	24,5	17,6
7	23,7	26,3	19,4
8	25,6	28,1	21,2
9	26,9	29,9	23,0
10	29,2	31,7	24,8

Примітка. Приведені середні значення міцності бетону при відхиленнях в межах ізорівнів до 0,9 МПа.

5.6. *Визначити ефективність застосування портландцементів з вмістом доменного гранульованого шлаку 20 і 35% порівняно з бездобавочним портландцементом. В якості критерію ефективності вибрати критерій раціонального використання цементу ($K_{p.v.c}$) – співвідношення витрат на порівнювальні цементи:*

$$K_{p.v.c} = \frac{C_{\text{ц}}^{\circ} C^{\circ}}{C_{\text{ц}} C} \cdot * \quad (5.54)$$

де $C_{\text{ц}}^{\circ}$ і $C_{\text{ц}}$ – вартість відповідно бездобавочного портландцементу і портландцементу з мінеральними добавками грн/кг;

C° і C – витрати бездобавочного портландцементу і портландцементу з мінеральними добавками.

* На відміну від формули 5.1 значення $S_{m,n}$ прийнято нульовим

Прийнято $C_u^o = 2150$ грн / т, $C_{u_1} = 1950$ і $C_{u_2} = 1720$ грн/т відповідно для бездобавочного портландцементу і портландцементів з 20 і 35% доменного шлаку. Порівнювальні цементи мали марку М500, активність бездобавочного цементу – 54 МПа, портландцементу з 20% доменного шлаку – 51 МПа, з 35% шлаку – 49 МПа. Для виготовлення бетону застосовували гранітний щебінь крупністю 5...20 мм, кварцовий пісок з $M_k=1,7$. Осадка конусу бетонної суміші – 5...9 см. Бетони тверділи в нормальних умовах і при пропарюванні по режиму (2)+3+6+2 при $t=80^\circ$ С.

Експериментальні і розрахункові дані, що характеризують ефективність використаних цементів наведені в табл. 5.15, 5.16.

Таблиця 5.15

Питомі витрати цементів

Вид цементу	Умови твердіння	Витрата цементу в кг/м ³ для бетону при ОК=5...9 см класів			
		C12/15	C20/25	C25/30	C35/45
Портландцемент без мінеральних добавок	Нормальні	<u>248</u> 1	<u>327</u> 1	<u>412</u> 1	<u>487</u> 1
	Пропарювання	<u>268</u> 1,08	<u>350</u> 1,07	<u>425</u> 1,03	<u>512</u> 1,05
Портландцемент із 20% доменних шлаків	Нормальні	<u>260</u> 1,048	<u>345</u> 1,055	<u>440</u> 1,068	<u>535</u> 1,099
	Пропарювання	<u>280</u> 1,129	<u>355</u> 1,086	<u>455</u> 1,104	<u>565</u> 1,160
Портландцемент із 35% доменних шлаків	Нормальні	<u>272</u> 1,097	<u>360</u> 1,10	<u>460</u> 1,116	<u>555</u> 1,14
	Пропарювання	<u>281</u> 1,133	<u>370</u> 1,131	<u>475</u> 1,153	<u>570</u> 1,17

Примітки:1. Витрату цементу при пропарюванні визначали з умови досягнення бетоном 70% проектної міцності. 2. Під ризикою наведені значення відносно витрати цементів з добавкою порівняно з цементом, що не містить мінеральних добавок при нормальному твердінні бетону.

Таблиця 5.16

Ефективність застосування цементів з мінеральними добавками

Вид цементу	Умови твердіння	Відношення питомих витрат на бездобавочний портландцемент грн/м ³ до витрат на цемент з мінеральними добавками грн/м ³ , для класів			
		C12/15	C20/25	C25/30	C35/45
Портландцемент із 20% доменних шлаків	Нормальні	1,05	1,045	1,03	1,0
	Пропарювання	1,05	1,09	1,03	1,055
Портландцемент із 35% доменних шлаків	Нормальні	1,13	1,15	1,17	1,14
	Пропарювання	1,19	1,18	1,12	1,12

Аналіз даних табл. 5.15 і 5.16 дає підстави вважати, що незважаючи на більші питомі витрати цементів з мінеральними добавками для всіх досліджених класів бетону введення їх в діапазоні 20..35% за масою є економічно доцільним.

5.7. Визначити економічний ефект при введенні в бетонну суміш золи-виносу ($D=150$ кг/м³) при застосуванні портландцементу М500 ПЦ-I і ПЦ/A-II-III при нормальних умовах твердіння і при пропарюванні.

Експериментальні і розрахункові дані приведені в табл. 5.17 економічний ефект розрахований за формулою:

$$E = C_u^o C^o - C_u C_z - C_z D_z, \quad (5.55)$$

де C_u^o і C_z – вартість, грн./кг – цементу і золи;

C^o , C_z – витрати цементу без добавки золи та з золою, кг/м³;

D_z – витрати золи, кг/м³.

При розрахунках економічного ефекту прийнято вартість портландцементу I типу 2150 грн./т, II типу 1950 грн./т, золи-виносу 150 грн./т.

Таблиця 5.17

Ефективність введення золи-виносу в бетонну суміш

Цемент ПЦ I				Цемент ПЦ II/A-III					
Клас бетону	Умови твердіння	Витрати, кг/м ³ цементу I типу		Економічний ефект, грн./м ³	Клас бетону	Умови твердіння	Витрати, кг/м ³ цементу II типу		Економічний ефект, грн./м ³
		бетон без золи	бетон з золю				бетон без золи	бетон з золю	
C12/15	Нормальні	248	208	63,5	C12/15	Нормальні	260	218	59,4
C16/20		327	292	52,75	C16/20		345	308	49,65
C25/30		412	380	46,3	C25/30		440	410	36,0
C35/45		487	458	39,85	C35/45		535	508	30,15
C12/15	Пропарювання, режим (2)+3+6+2 80°C	268	200	123,7	C12/15	Пропарювання, режим (2)+3+6+2 80°C	280	217	100,35
C16/20		350	286	115,1	C16/20		360	300	94,5
C25/30		425	365	106,5	C25/30		455	400	84,75
C35/45		512	455	100,05	C35/45		565	513	78,9

Економічний ефект при введенні золи в бетонні суміші, як свідчать отримані розрахункові дані (табл. 5.17), більш значний при застосуванні бездобавочного цементу ПЦ I ніж при застосуванні ПЦ II. Він зменшується при підвищенні класу бетону за міцністю і збільшується при пропарюванні бетону.

5.8. Порівняти для заданих умов ефективність золи-виносу двох ТЕС як активної мінеральної добавки до бетону.

Попередньо експериментально визначали коефіцієнти "цементуючої ефективності" ($K_{ц.е}$) золи виносу при їх різних дозуваннях (табл. 5.18).

Таблиця 5.18

Коефіцієнти "цементуючої ефективності" ($K_{ц.е}$) золи-виносу

Зола	Дозування, кг/м ³	Класи бетону			
		нормальне твердіння		пропарювання	
		C12/15	C20/25	C12/15	C20/25
ТЕС №1	100	0,38	0,31	0,41	0,35
	150	0,31	0,28	0,36	0,31
	200	0,30	0,24	0,33	0,28
ТЕС №2	100	0,35	0,27	0,37	0,31
	150	0,29	0,21	0,33	0,29
	200	0,27	0,18	0,32	0,25

При оптимальних дозуваннях, які відповідають максимальним значенням $K_{ц.е}$, розраховували склади золовмісних бетонів і визначали економічний ефект, грн/м³ (табл. 5.19) за формулою:

$$E = K_{ц.е} \cdot D_з C_ц - C_з D_з, \quad (5.56)$$

де $K_{ц.е}$ – коефіцієнт цементуючої ефективності золи-виносу;

$D_з$ – добавка золи-виносу, кг/м³;

$C_ц$ і $C_з$ – відповідно вартість цементу і золи, грн./кг.

Таблиця 5.19

Ефективність застосування золи-виносу

Зола	Дозування, кг/м ³	Економічний ефект, грн./м ³			
		нормальне твердіння		пропарювання	
		C12/15	C20/25	C12/15	C20/25
ТЕС №1	100	61,1	47,5	67	55,3
	150	71,2	62,4	85,8	71,2
	200	91,0	67,6	102,7	83,2
ТЕС №2	100	53,3	37,7	57,2	45,5
	150	62,3	38,9	74,0	62,3
	200	75,3	40,2	94,8	67,5

Примітки: 1. Економічний ефект наведений для бетонів з маркою по рухомості бетонної суміші P2. 2. Вартість портландцементу з урахуванням транспортних витрат – 1950 грн./т, золи ТЕС – №1 – 130 грн./т, золи ТЕС №2 – 150 грн./т.

Очікуваний економічний ефект застосування золи ТЕС №1 виявився більшим ніж золи ТЕС №2.

5.9. *Розрахувати з допомогою експериментально-статистичних моделей складу активованих цементно-зольних бетонів з різною міцністю на стиск у віці 28 діб і значення критерія L – відношення міцності бетону на стиск до витрати клінкеру кг на 1 м³ бетонної суміші.*

Як активізатори використані добавки мікрокремнезему (МК) – відходу виробництва феросиліцію і вапняно-карбонатного пилу (ВКП) – відходу виробництва грудкового вапна.

Для отримання моделей реалізовані експерименти за планом В₄ відповідно до умов планування обраних факторів (табл. 5.20).

Таблиця 5.20

Умови планування факторів

Фактори варіювання	Рівні варіювання факторів		
	-1	0	+1
$X_1 = V_a / (V_a + V_3)$	0,3	0,37	0,44
$X_2 = (V_a + V_3) / (V_a + V_3 + V_{II})$	0,56	0,63	0,7
$X_3 = (V_a + V_3 + V_{II}) / (V_a + V_3 + V_{II} + V_B)$	0,41	0,47	0,53
$X_c = V_c / (V_c + V_B)$	0,0	0,01	0,02

Примітка: $V_a, V_3, V_{II}, V_B, V_c$ – абсолютні об'єми активатора (МК або ВКП), золи-виносу, портландцементу, води і сухого суперпластифікатора (С-3).

Статистична обробка отриманих експериментальних результатів дозволила отримати рівняння регресії для міцності цементно-зольного дрібнозернистого бетону активованого МК (y_1) і ВКП (y_2) при нормальному твердінні ($y_1^{н.т}$ і $y_2^{н.т}$) і після пропарювання ($y_1^{п.п}$ і $y_2^{п.п}$):

$$Y_1^{н.м} = 23,4 + 4,9X_1 + 2,8X_2 + 4,1X_3 + 2,7X_c - 2,7X_1^2 - 2,1X_2^2 - 0,3X_3^2 - 0,8X_c^2 + 1,9X_1X_c - 0,8X_1X_2 \quad (5.57)$$

$$Y_1^{п.п} = 18,5 + 4,5X_1 + 3,3X_2 + 4,3X_3 + 2,8X_c - 2,4X_1^2 - 1,9X_2^2 - 0,5X_3^2 - 0,7X_c^2 + 2,4X_1X_c - 0,6X_1X_2 \quad (5.58)$$

$$Y_2^{н.м} = 28,5 + 5,5X_1 - 5,8X_2 + 4,7X_3 + 1,9X_c - 1,8X_1^2 - 0,5X_2^2 - 0,2X_3^2 - 0,6X_c^2 - 1,2X_1X_c + 1,1X_1X_2 \quad (5.59)$$

$$Y_2^{п.п} = 21,5 + 4,4X_1 - 4,3X_2 + 3,4X_3 + 1,05X_c - 1,3X_1^2 - 0,3X_2^2 - 0,15X_3^2 - 0,5X_c^2 - 0,8X_1X_c + 0,7X_1X_2 \quad (5.60)$$

В табл. 5.21 наведені розрахункові по моделях (5.57...5.60) значення міцності і критерію L для характерних

експериментальних складів бетонних сумішей. З них слідує, що введення оптимальної кількості як мікрокремнезему, так і вапняно-карбонатного пилу дозволяє збільшити ефективність використання клінкеру в 1,2...2 рази.

Таблиця 5.21

Розрахункові значення міцності бетону і критерію L

Параметри структури				Витрата матеріалів, кг/м ³				Міцність при стиску, МПа у віці 28 діб	Критерій L
X ₁	X ₂	X ₃	X _c	A	З	Ц	В		
Активатор – вапняно-карбонатний пил									
0,3	0,56	0,41	0,02	52	113	179	189	25	0,174
0,37	0,56	0,41	0,02	65	101	179	189	28	0,195
0,44	0,56	0,41	0,02	77	90	179	180	30	0,209
0,44	0,70	0,41	0,02	97	113	122	189	23	0,235
0,44	0,70	0,53	0,02	125	146	158	150	28	0,221
0,37	0,63	0,47	0,02	84	131	172	170	29	0,21
Активатор – мікрокремнезем									
0,3	0,70	0,53	0,02	63	148	128	122	22	0,215
0,37	0,70	0,53	0,02	78	133	128	122	30	0,293
0,3	0,70	0,41	0,02	48	112	99	153	15	0,189
0,37	0,70	0,41	0,02	60	103	99	153	19	0,24
0,44	0,70	0,53	0,02	93	119	128	122	33	0,32
0,37	0,63	0,47	0,02	62	107	140	138	23	0,20
Без активаторів									
-	0,47	0,36	0,0	-	113	174	189	15	0,107
-	0,47	0,36	0,02	-	113	174	164	20	0,144

Примітки: 1. Склади бетонів з добавкою МК розраховували при X₄=0,26, з добавкою ВКП – при X₄=0,37. 2. При розрахунку критерію L витрату клінкеру в портландцементі приймали рівною 80%. 3. А – активатор, З – зола-виносу, Ц – портландцемент, В – вода.

Найбільше значення критерію L при заданих умовах досягнуто при введенні до цементно-зольного бетону поряд з добавкою суперпластифікатора С-3 добавки мікрокремнезему в кількості 93 кг/м³.

5.10. Визначити вплив нормальної густоти на величину критерію раціонального використання теплової енергії ($K_{p.e.n}$) при отриманні бетону на портландцементі з мінеральною добавкою.

Значення критерію $K_{p.e.n}$ розраховували за формулою (5.51). Попередньо були розраховані витрати портландцементу марок М400 і М500 для бетонів з різними значеннями 28-добової міцності на стиск, рухомість бетонної суміші відповідала марці Р2. Зміну нормальної густоти цементу від 25 до 29% забезпечували зміною вмісту трепелу від 0 до 20%.

При зміні нормальної густоти цементу враховували зміну водопотреби бетонної суміші і відповідно витрати цементу.

При розрахунках $K_{p.e.n}$ питому витрату умовного палива для отримання 1 т бездобавочного портландцементу марок М400 і М500 приймали по довідковим даним відповідно 280 і 291 кг. Твердіння бетону здійснювали в нормальних умовах.

Розрахункові значення $K_{p.e.n}$ наведені в табл. 5.22.

Таблиця 5.22

Розрахункові значення критерію $K_{p.e.n}$

Нормальна густота цементу, %	Марка цементу	Міцність бетону, МПа					
		20	25	30	35	40	50
25	400	1,27	1,23	1,20	1,16	-	-
27	400	1,21	1,19	1,14	1,07	-	-
29	400	1,13	1,11	1,03	0,96	-	-
25	500	1,15	1,16	1,17	1,17	1,20	1,23
27	500	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
29	500	1,07	1,06	1,05	1,03	1,02	1,00

З табл. 5.22 слідує, що енергетична ефективність бетонів при збільшенні нормальної густоти цементу падає. При застосуванні цементу марки М400 порівняно з цементом М500 збільшення міцності бетону викликає більш суттєво збільшення витрат цементу і відповідно зменшення $K_{p.e.n}$. Застосування цементу М500 з низькою нормальною густиною енергетично ефективно особливо в бетонах з $R_b \geq 30$ МПа.

ЛІТЕРАТУРА

1. Вознесенский В.А., Иванов И.П., Николов И.И. Компьютерное материаловедение. – К: Будівельник, 1989, 240 с.
2. Вознесенский В.А., Выровой В.Н., Керш В.Я. и др.; Под ред. Вознесенского В.А. Современные методы оптимизации композиционных материалов. – Киев.: Будівельник, 1983. – 144 с.
3. Гоц В. І., Павлюк В. В., Шилюк П. С. Бетони і будівельні розчини. Київ: Основа, 2016. 567 с.
4. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Основи бетонознавства. К.: Основа, 2007, 613 с.
5. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Бетони і будівельні розчини. Київ, "Основа", 2008. 613 с.
6. Дворкін Л.Й. Бетони спеціального призначення. Київ: "Кондор", 2017, 352 с.
7. Дворкін Л.Й. Ефективні золівмісні цементи, бетони і розчини. Київ: "Каравела", 2022, 420 с.
8. Дворкін Л.Й. Проектування складів бетонів (Методи, приклади, вправи). Київ: "Кондор", 2017, 386 с.
9. Дворкін Л.Й., Гоц В.І., Дворкін О.Л. Випробування бетонів і розчинів. Проектування їх складів. Київ: "Основа", 2014, 304 с.
10. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Пушкарьова К.К. Використання техногенних продуктів у будівництві. Рівне, НУВГП, 2009, 339 с.
11. Дворкін Л.Й. Експериментально-статистичне моделювання при проектуванні складів бетону. Київ: "Кондор", 2020. – 228 с.
12. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Бордюженко О.М. Бетони нового покоління. Рівне, НУВГП, 2021. 316 с.
13. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Макаренко Р.М. Високоміцні бетони. Київ: "Каравела", 2022. 218 с.
14. Дворкін Л.Й. Міцність бетону. Київ: "Кондор", 2021. 312 с.
15. Кривенко П.В., Рунова Р.Ф., Саницкий М.А., Руденко И. И. Щелочные цементы. К.: Основа, 2015. 448 с.

16. Кривенко П.В., Пушкарева Е.К., Барановский В.Б. та ін. Будівельне матеріалознавство. К.: Основа, 2004. 704 с.
17. Пашенко О.О., Сербін В.П., Старчевська О.О. Вяжучі матеріали. К.: Вища школа, 1995. 416 с.
18. Плугин А.Н., Плугин А.А., Калинин О.А. Теория прочности, разрушения и долговечности бетона, железобетона и конструкций из них. К.: Наукова думка, 2012, 286 с.
19. Мчедлов-Петросян О.П. Химия неорганических строительных материалов. М.: Стройиздат, 304 с.
20. Рамачандран В., Фельдман Р., Бодуэн Дж. Наука о бетоне. Физико-химическое бетоноведение. Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1986, 278 с.
21. Рунова Р.Ф., Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Носовський Ю.Л. Вяжучі речовини. К.: Основа, 2012.448 с.
22. Саницький М.А., Позняк О.Р., Марущак У.Д. Енергозберігаючі технології в будівництві. Львів: Львівська політехніка, 2012. 240 с.
23. Саницький М.А., Соболев Х.С., Марків Т.Е. Модифіковані композиційні цементы. Львів: Львівська політехніка, 2010. 132 с.
24. Ушеров-Маршак А.В., Георгичны З., Малолепши Я. Шлакопортландцемент и бетон. Харьков: «Колорит», 2004, 159 с.
25. Dvorkin L. The main properties of cement concrete. Palmarium Academic Publishing, 2019. 232 p.
26. Dvorkin L., Dvorkin O., Basics of concrete science. Amazon, (Kindle edition) 382 p., 2011/(e-book).
27. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Construction materials Based on Industrial Waste Products. Nova science publishers, 2016, hh.242.
28. L. Dvorkin, V. Bolshakov. Structure and Properties of Building Materials. Trans Tech Publication ine, Zurich, 2016, p. 220.
29. Dvorkin L., Lushnikova N. Sustainability of gypsum products as Construction Materials. Elseiver, Amsterdam, 2016.

30. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. *Mathematical Experiments Planning in Concrete Technology*. Nova Science Publishers, New York, USA, 2012. p.172.
31. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. *Multi-Parametric Concrete Compositions Design*. Nova Science Publishers, New York, USA, 2013, p.223.
32. Dvorkin L., Nwoubani S., Dvorkin O. *Construction Materials*. Nova Science Publishers, New York, USA, 2010.– 409 p.
33. Dvorkin L., Zhitkovsky V., Lushnikova N., Ribakov Y. *Metakaolin and Fly Ash as Mineral Admixtures for Concrete*. CRC Press Taylor and Francis group, London, New York, 2021. p. 240.
34. Dvorkin L., Zhitkovsky V., Marchyk V., Stepasuk U. *Improving Concrete and Mortar Using Modified Ash and Slag Cement*. CRC Press, London, 2020, 194 p.
35. L. Dvorkin, V. Zhitkovsky, Y. Ribakov. *Concrete and mortar production using stone sifting*. CRC Press Taylor and Francis Group London, New York, 2018, p 159.