

Л. Й. Дворкін
Заслужений діяч науки і техніки
України
Доктор технічних наук, професор

ЕФЕКТИВНІ БЕТОНИ ДЛЯ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД

Монографія

Київ – 2025

Рекомендовано науково-методичною радою Національного університету водного господарства та природокористування (протокол №8/2025 від 23.10.2025р.)

Рецензенти:

Саницький М.А., доктор технічних наук, професор,
Національний університет «Львівська політехніка»;

Черняк Л.П., доктор технічних наук, професор, Національний
технічний університет України «Київський політехнічний
інститут імені Ігоря Сікорського».

Дворкін Л. Й.

Д24 Ефективні бетони для фортифікаційних споруд:
монографія. Дворкін Л. Й. – Київ: Каравела, 2025 - 315с.

У монографії розкрито комплекс фізико-механічних властивостей найбільш важливих для фортифікаційних бетонів; міцність при стиску і динамічному навантаженні, деформативні властивості, стійкість до температурно-вологісних впливів, морозостійкість і водонепроникність, корозійна і радіаційна стійкість. Розглянуто технологічні шляхи управління властивостями бетонів.

Приведена характеристика ефективних видів бетонів для зведення фортифікаційних споруд; високоміцних швидкотверднучих бетонів і фібробетонів, реакційно-порошкових і самоущільнювальних бетонів. Розглянуті властивості даних бетонів з мінеральними і хімічними добавками та розрахункові залежності для прогнозування їх властивостей, та проектування оптимальних складів.

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА.....	5
Частина I. ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНІВ ДЛЯ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД	
1. МІЦНІСТЬ БЕТОНУ	6
1.1. Теорії міцності.....	6
1.2. Правило водоцементного відношення	10
1.3. Вплив заповнювачів на міцність бетону	19
1.4. Вплив умов і тривалості твердіння.....	24
2. ДЕФОРМАТИВНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ ...	37
2.1. Деформації бетону при короткочасному навантаженні	37
2.2. Деформації бетону при тривалому навантаженні. Повзучість.....	45
2.3. Власні деформації. Усадка бетону.....	53
3. ДИНАМІЧНА СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ	63
3.1. Загальні відомості	63
3.2. Міцнісні та деформаційні характеристики бетону на стиск, розтяг та розколювання при динамічному впливі	67
3.3. Методи дослідження бетонів при динамічних навантаженнях.....	78
4. ТЕПЛОВИДІЛЕННЯ І СТІЙКІСТЬ ДО ТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ. ВОДОНЕПРОНИКНІСТЬ БЕТОНУ	82
4.1. Температуростійкість бетону.....	82
4.2. Морозостійкість бетону.....	93
4.3. Водонепроникність бетону	107
5. КОРОЗІЙНА І РАДІАЦІЙНА СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ.....	123
5.1. Корозійна стійкість бетону	123
5.2. Радіаційна стійкість бетону.....	137
Частина II. ЕФЕКТИВНІ ВИДИ БЕТОНІВ ДЛЯ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД	
6. ВИСОКОМІЦНІ БЕТОНИ.....	143

6.1. Шляхи отримання високоміцних бетонів	143
6.2. Високоміцні швидкотверднучі бетони.....	153
6.3. Високоміцні бетони з добавкою метакоаліну..	168
6.4. Високоміцні бетони на основі малоклінкерного шлакопортландцементу	176
6.5. Високоміцні бетони на основі композиційних цементів	184
7. ВИСОКОМІЦНІ ФІБРОБЕТОНИ.....	197
7.1. Загальні відомості	197
7.2. Вплив основних технологічних параметрів на властивості фібробетону	203
7.3. Пористість, водопоглинання, деформативність і морозостійкість фібробетону	217
7.4. Покращення властивостей сталеві фібробетонів за рахунок орієнтування фібри.....	222
7.5. Проектування складів високоміцних фібробетонів	225
8. РЕАКЦІЙНО-ПОРОШКОВІ БЕТОНИ	232
8.1. Загальні відомості	232
8.2. Вплив складу РПБ на його властивості.....	234
8.3. Вплив температурних режимів твердіння на міцність РПБ.....	245
9. САМОУЩІЛЬНЮВАЛЬНІ БЕТОНИ	
9.1. Загальні відомості	262
9.2. Смоущільніювальні золовмісні бетони	268
9.3. Самоущільніювальні дрібнозернисті бетони з полімерною добавкою	284
9.4. Розрахунок складів самоущільніювальних бетонів.....	304
ЛІТЕРАТУРА	309

ПЕРЕДМОВА

Історія бетону як фортифікаційного матеріалу починається зі Стародавнього Риму, де широко застосовували т.зв. Римський бетон, у якому функцію зв'язуючого матеріалу виконувала суміш вапна з пуцоланою – вулканічним попелом.

Цементний бетон для захисних споруд почав застосовуватись у ХІХст. після винаходу портландцементу і розвитку технології залізобетону. Ефективність бетонних захисних конструкцій була продемонстрована на початку другої світової війни такою фортифікаційною системою, як лінія Маннергейма – комплекс оборонних споруд між Фінською затокою і Ладозьким озером довжиною 132-135км, створеною у 1920-1930рр. Для прориву цієї лінії у 1939-1940рр. були застосовані складні інженерні рішення і витрачені великі матеріальні і людські ресурси.

Сучасна фортифікація ставить до бетону комплекс підвищених вимог, а саме: забезпечення високої міцності, динамічної стійкості, стійкості до різних агресивних факторів довговічності.

Для забезпечення необхідних властивостей бетонів у сучасних фортифікаційних спорудах виконані і продовжують інтенсивно розвиватись дослідження науковими колективами різних країн, у т.ч. України. У монографії приведені результати досліджень, що виконані в Національному університеті водного господарства і природокористування. Дослідження виконані на кафедрі будівельного матеріалознавства і технології будівельних виробів. У експериментальних дослідженнях приймали участь:

д.т.н. Д.В. Кочкарьов, к.т.н., О.М. Бордюженко,
к.т.н., Житковський В.В., к.т.н., В.В. Марчук.

Автор вдячний колективу, що прийняв участь у виконаних дослідженнях, а також рецензентам монографії.

Частина I

ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНІВ ДЛЯ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД

1. МІЦНІСТЬ БЕТОНУ

1.1 Теорії міцності

Існуючі теорії міцності бетону розділяють на три групи: феноменологічні, статистичні і структурні [1-4].

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

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

Запропоновано і ряд інших феноменологічних теорій (гіпотез) міцності, однак за допомогою математичних уявлень, розвинутих для ізотропних пружних тіл, не вдається в достатній мірі пояснити фізичні явища в складному капілярно–пористому неоднорідному матеріалі, яким є бетон. Феноменологічні теорії міцності не можуть пояснити явища,

обумовлені внутрішніми процесами, що протікають у бетоні (деформації усадки і набрякання, контракція, екзотермія та ін.), які відіграють велику роль у міцності і сумарних деформаціях. Застосування феноменологічних теорій міцності можливе стосовно бетону лише в окремих випадках при певних обмежувальних умовах.

Відповідно до *статистичних теорій* також передбачається існування в бетоні безперервного ізотропного середовища, у якому можливі окремі порожнини і мікротріщини, які підкоряються статистичним законам. Ці теорії дозволяють пояснити величезну розбіжність між теоретичною і фактичною міцністю, обумовлену дефектами структури речовини, без розгляду самої структури.

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

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

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

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

R – радіус кінця тріщини.

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

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

де σ – прикладене напруження;

E – модуль пружності;

v – поверхнева енергія тіла.

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

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

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

Розвиток *структурної теорії* міцності бетону почався наприкінці XIX сторіччя після встановлення Р.Фере залежності міцності бетону від відносної густини цементного тіста, модифікованої пізніше Т.К.Пауерсом з врахуванням ступеня гідратації цементу в міру його твердіння. Залежність Р.Фере стала основою для розробки Д.Абрамсом закону (правила) водоцементного відношення – основної закономірності, використовуваної дотепер при розрахунково–експериментальному проектуванні складів бетону.

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

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

Процес руйнування бетону може розглядатися як розвиток тріщин, що виникають, як правило, на контакті матриці (цементний камінь) і заповнювача при виготовленні і

твердінні бетону до їхнього злиття в наскрізні тріщини. Коли міцність заповнювача не перевищує міцність матриці, тріщини можуть поширюватися й у зерна заповнювачів.

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

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

Здатність бетону чинити опір багаторазовому навантаженню руйнуванню характеризує його *витривалість* (рис. 1.1).

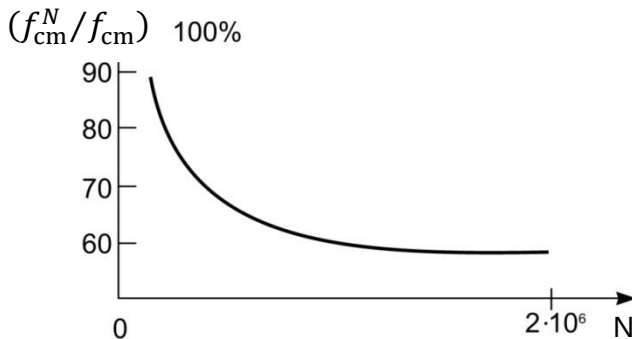


Рис. 1.1. Схема залежності відносної границі витривалості бетону від кількості циклів навантаження N:

f_{cm}^N, f_{cm} – 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_v . Величина відносної границі витривалості K_v ($K_v = \sigma_v / F_{cm}$) залежить від

структури бетону, виду й особливостей вихідних матеріалів, умов твердіння і віку бетону. В залежності від виду заповнювачів через 1 млн. циклів K_v коливається від 0,7 до 0,38. Відносна межа (коефіцієнт) витривалості практично лінійно пов'язана із відношенням міцностей на розтяг або згин і стиск.

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

Опір бетону втомі обумовлений, в першу чергу, мікроструктурою бетону. Границя втоми максимальна при оптимальному водоцементному відношенні, як правило, в межах 0,4...0,5. На неї сприятливо впливають добавки ПАР, добавки електролітів, як правило, знижують σ_v .

Поряд з багаторазовим у певних умовах бетон може зазнавати однократного динамічного навантаження. Воно викликається вибуховим, ударним, одноразовим рухливим та деякими іншими дуже швидко зростаючими навантаженнями.

1.2 Правило водоцементного відношення

Основні роботи Р.Фере, І.Г.Малюги, І.У.Самовича, а потім Д.Абрамса, М.Боломея, М.М.Беляєва, Б.Г.Скрамтаєва, Ю.М.Баженова та інших дослідників призвели до обґрунтування і широкого застосування в практичній технології закону (правила) В/Ц і заснованих на ньому розрахункових залежностей [5-11]. Незважаючи на численні роботи, які показують недоліки й обмеженість закону В/Ц, практика переконливо показала його працездатність у задачах проектування складів бетонних сумішей. Разом з тим на сучасному етапі розвитку технологічних розрахунків, у зв'язку з необхідністю керування властивостями бетону і переходу до

багатопараметричного проектування складів бетону, тобто проектуванню їх не тільки за міцністю, але і за рядом інших властивостей, закон В/Ц і відповідні розрахункові залежності вимагають нового осмислення з врахуванням експериментально обґрунтованих положень структурної теорії бетону.

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

$$f_{cm} = f_{cm}(1 - \Pi)^n, \quad (1.3)$$

де Π – пористість;

n – показник степеня, що враховує особливості структури матеріалів;

R_0 – міцність безпорового матеріалу.

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

$$f_{cm} = k \left(\frac{V_{\text{ц}}}{V_{\text{ц}} + V_{\text{в}} + V_{\text{пв}}} \right)^2, \quad (1.4)$$

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

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

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

$$f_{cm} = k \left(\frac{V_{ц}}{V_{ц} + V_{в} + V_{пв}} \right)^2 = k \frac{1}{\left(1 + \frac{V_{в} + V_{пв}}{V_{ц}} \right)^2}. \quad (1.5)$$

При $V_{пв} = 0$ формула (1.5) приводиться до виду:

$$F_{cm} = \frac{k}{\left(1 + \frac{V_{в}}{V_{ц}} \right)^2}, \quad (1.6)$$

де $\frac{V_{в}}{V_{ц}}$ – водоцементне відношення за об'ємом.

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

$$f_{cm} = \frac{k}{A^x}, \quad (1.7)$$

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 .

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

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

$$X = \frac{k_{\Gamma} V_{\text{п.ц}} \alpha}{V_{\text{п.ц}} \alpha + B/\text{Ц}} \approx \frac{0.647 \alpha}{0.319 \alpha + B/\text{Ц}}, \quad (1.8)$$

де $k_{\Gamma} = 2.09 \dots 2.2$ – коефіцієнт збільшення об'єму продуктів гідратації;

Ц – маса цементу;

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

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

Критерій Пауерса, якщо врахувати, що ступінь гідратації цементу α пов'язаний із активністю цементу ($R_{\text{ц}}$), трансформується у вираз:

$$X_1 = \frac{K_1 R_{\text{ц}}}{K_2 R_{\text{ц}} + B/\text{Ц}}, \quad (1.9)$$

де K_1 і K_2 – емпіричні коефіцієнти.

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

$$f_{\text{ц.к}} = A X^n, \quad (1.10)$$

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

n – константа, яка характеризує особливості цементу ($n=2,6 \dots 3$).

Параметр X можна розглядати як відносну густину цементного каменю. Представляючи залежність (1.10) через пористість Π можна записати:

$$f_{\text{ц.к.}} = A(1 - \Pi)^n. \quad (1.11)$$

Крім залежностей типу (1.3, 1.4) отриманий також ряд емпіричних рівнянь типу:

$$f_{\text{ц.к.}} = \sigma_0 \exp(-B\Pi), \quad (1.12)$$

і

$$f_{\text{ц.к.}} = D \ln \sigma_0 / \Pi, \quad (1.13)$$

де σ_0 – міцність при нульовій пористості;

В і D – константи.

Розрахункові дані, отримані з рівняння (1.5), добре узгоджуються з експериментальними при низькій пористості, а з рівняння (1.8) – при високій пористості (рис. 1.2).

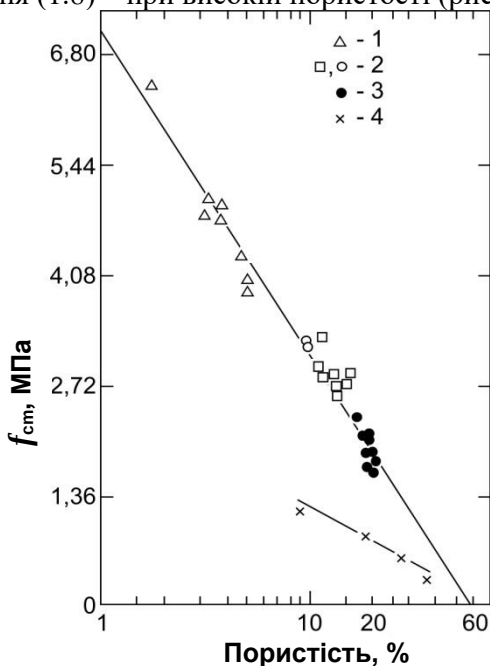


Рис. 1.2. Залежність між міцністю при стиску та логарифмом пористості цементного каменю:

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

Слідом за Фере і Пауерсом однозначні залежності міцності цементного каменю і бетону від густини і близьких до неї параметрів запропоновані багатьма дослідниками (табл.1.1).

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

$$f_{cm} = \frac{R_{ц}}{A(B/Ц)^n}, \quad (1.14)$$

де A і n – коефіцієнти (за Графом $A=4\dots 8$, $n=2$, за Бєляєвим $A=3,5\dots 4$ $n=1,5$).

Графічно формулу (1.14) можна представити сімейством гіперболічних кривих (рис. 1.3). Формула не описує область характерну для недостатньо ущільнюваних жорстких сумішей, коли після досягнення екстремальних при заданому способі ущільнення значень міцність починає зменшуватися при зниженні $B/Ц$.

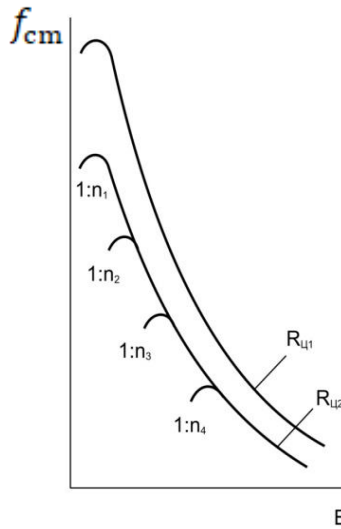


Рис. 1.3. Залежність міцності бетону від $B/Ц$ та $R_{ц} > R_{ц1}$: $1:n_i$ – відношення маси цементу до маси заповнювача; $R_{ц1}$

Таблиця 1.1

Формули міцності $F_{ц.к.}$

Автор	Вид залежності
Джулинський	$f_{ц.к.} = R_0 e^{kv}, \quad (1.15)$ де R_0 і k – емпіричні константи; $v = V_{г.ц.}/(V_{г.ц.} + V_{вип} + V_{пв})$, де $V_{г.ц.}$ – об'єм гідратованого цементу в одиниці об'єму зразка; $V_{вип}$ – об'єм води, яка випаровується; $V_{пв}$ – заповнені повітрям порожнечи.
Вішерс	$f_{ц.к.} = 310V_T^{2.7}, \quad (1.16)$ де V_T – абсолютний об'єм твердого матеріалу, що складається з продуктів гідратації цементу і не до кінця гідратованих зерен цементу в одиниці об'єму зразка затверділого цементу.
Попович	$f_{ц.к.} = k_v V_{г.ц.}^{1.5}, \quad (1.17)$ де k_v – параметр, що залежить від застосовуваних способів зберігання і випробування, $V_{г.ц.}$ та інших факторів; $V_{г.ц.}$ – загальний об'єм продуктів гідратації на 1г цементу.
Рой і Гоуда	$f_{ц.к.} = R_0 \exp(-bp), \quad (1.18)$ де R_0 і b – константи; p – пористість.
Шейкін	$f_{ц.к.} = 310d_{відн}^{2.7}, \quad (1.19)$ де $d_{відн}$ – відносна густина цементного каменю.
Волженський, Чистов	$f_{ц.к.} = f(N), \quad (1.20)$ де $N = \frac{\rho_{ц.к.}(1+n) - \rho_{ц.к.}(1-\alpha)}{\rho_{ц.к.}[\rho_{ц.к.} - \rho_{ц.к.}(1-\alpha)]}$, де $\rho_{ц.к.}$, $\rho_{ц.к.}$ – густина відповідно цементу і цементного каменю.
Гершберг, Левін	$f_{ц.к.} = kR_{ц.к.}(\varphi_{ц.к.} - \varphi_0), \quad (1.21)$ де $\varphi_{ц.к.} = V_{ц.к.}/(V_{ц.к.} + V_{в.к.})$ – об'ємна концентрація цементу в цементному камені; k і φ_0 – деякі умовні параметри.

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

$$f_{cm} = K(C/V - 0,5) \quad (1.22)$$

Формули $f_{cm} = f(V/C)$, відбиваючи приблизно гіперболічний характер зміни міцності бетону зі зміною V/C (рис.1.4), і формули $f_{cm} = f(C/V)$, які описують лінійну зміну міцності зі зміною C/V , по суті близькі між собою. Дійсно, геометричною властивістю гіперболи є здатність в координатах Y та $1/X$ виражатися прямою лінією.

У той же час Боломеем було зазначено, що розрахункова формула (1.22) справедлива в області $C/V = 0.9...2.5$. Для загального випадку Боломей запропонував нелінійний варіант формули міцності:

$$f_{cm} = \left[\left(\frac{\rho_{б.с}}{2.35} \right)^2 - C/V \right]^y \frac{k}{2}, \quad (1.23)$$

де $\rho_{б.с}$ – 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, терміну твердіння і способу збереження.

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

$$f_{cm} = AR_c(C/V - b), \quad (1.24)$$

де A і b – коефіцієнти, R_c – активність цементу.

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

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

для бетону на гравії:

$$f_{cm} = 0,5R_{ц}(\text{Ц/В} - 0,5), \quad (1.25)$$

на щебені:

$$f_{cm} = 0,55R_{ц}(\text{Ц/В} - 0,5). \quad (1.26)$$

Після обробки широких експериментальних досліджень, Б.Г.Скрамтаєв і Ю.М.Баженов запропонували залежності, які відображають у цілому нелінійний характер (рис.1.4) залежності міцності бетону від Ц/В:

$$\text{при } \text{Ц/В} \leq 2,5 \quad f_{cm} = AR_{ц}(\text{Ц/В} - 0,5), \quad (1.27)$$

$$\text{при } \text{Ц/В} > 2,5 \quad f_{cm} = A_1R_{ц}(\text{Ц/В} + 0,5). \quad (1.28)$$

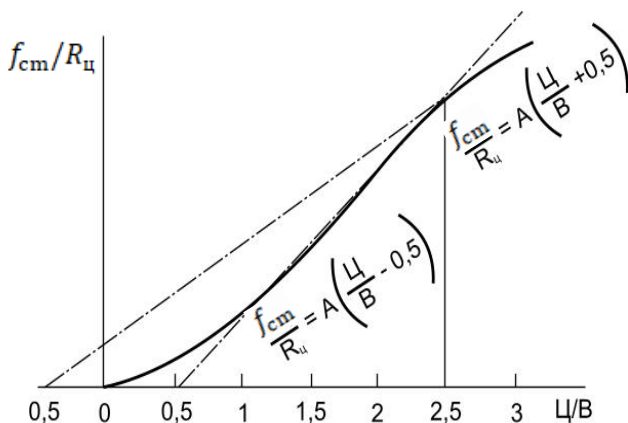


Рис. 1.4. Залежність міцності бетону від Ц/В

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

Залежність міцності бетону від Ц/В суворо дотримується лише за інших “рівних умов”. Багато досліджень показали вплив на міцність поряд із Ц/В або В/Ц легкоукладальності бетонної суміші, об’ємної концентрації цементного каменю (рис.1.5) і ряду інших факторів. За даними Ю.М. Баженова, дійсна міцність може відрізнятись від розрахункової в 1,3...1,5 рази. Склади з великою витратою цементу при тих же значеннях В/Ц характеризуються, як правило, меншою міцністю і навпаки, більш "пісні", але достатньо ущільнені бетони мають підвищену міцність. Важливу роль відіграють також крупність, водопоглинання, характер поверхні заповнювачів, час з моменту їх подрібнення та інші фактори.

Зроблено ряд спроб ускладнити залежність міцності бетону від Ц/В або В/Ц, але при цьому часто втрачається основна їх перевага – однозначність функції $f_{cm}=f(C/V)$, яка істотно спрощує процедуру розрахунку.

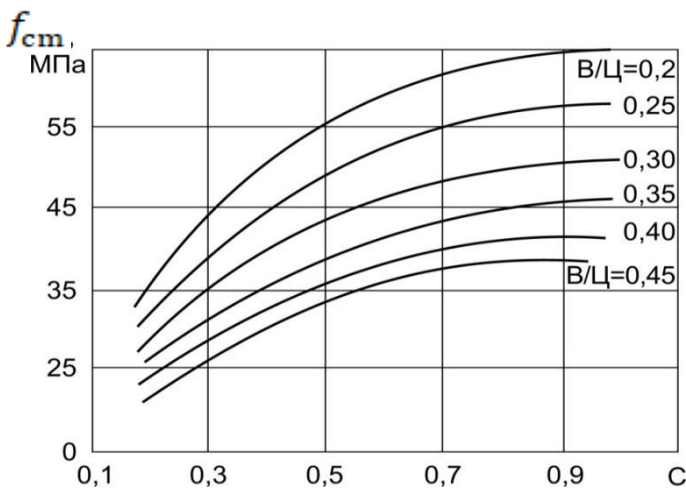


Рис. 1.5. Залежність міцності бетону від об’ємної концентрації цементного каменю

1.3. Вплив заповнювачів на міцність бетону

Правило водоцементного відношення навіть при врахуванні іммобілізації частини води заповнювачами і їхньої пористості не може в достатньо повній мірі відбити вплив заповнювачів на міцність бетону. Заповнювачі, складаючи основну масу бетону і формуючи його структуру як композиційного матеріалу, активно впливають на міцність бетону насамперед через *міцність зчеплення (адгезію)* цементного каменю з їхньою поверхнею [12-16].

Для щільного примикання цементного тіста до поверхні заповнювача необхідно, щоб ця поверхня була гідрофільною, тобто добре змочувалася водою і водними розчинами. Лише за цієї умови можливі руйнування і видалення плівок пилу, глини, пухирців повітря, адсорбованих поверхнею заповнювача. На суцільність контакту цементного каменю з поверхнею заповнювача істотно впливає водоцементне відношення (рис.1.6). При підвищених значеннях В/Ц за рахунок водовідділення і седиментації цементу, під зернами крупного заповнювача утворюються пустоти і послаблені зони.

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

На стадії тужавлення поверхня зерен заповнювача відіграє роль підкладки, що забезпечує утворення кристалічних зародків. Інтенсивність зародкоутворення визначається ступенем гідрофільності і адсорбційною здатністю поверхні-підкладки.

Механічне зчеплення зумовлене проникненням цементного каменю в заглиблення поверхні заповнювача. При максимально розвинутому рельєфі поверхні заповнювача міцність зчеплення може збільшуватися приблизно в 4 рази в порівнянні зі зчепленням цементного каменю з зерном

заповнювача у вигляді гладкої кулі. Зчеплення цементного каменю із зернами хімічно активних мінералів і насамперед CaCO_3 дозволяє збільшити міцність у 1,5...3 рази.

Для бетонів високих і середніх марок приблизно 40% загальної міцності бетонів формується за рахунок адгезійного зчеплення цементно-піщаного розчину зі щебенем; 20% – за рахунок механічного зчеплення, викликаного мікрорельєфом поверхні щебеню.

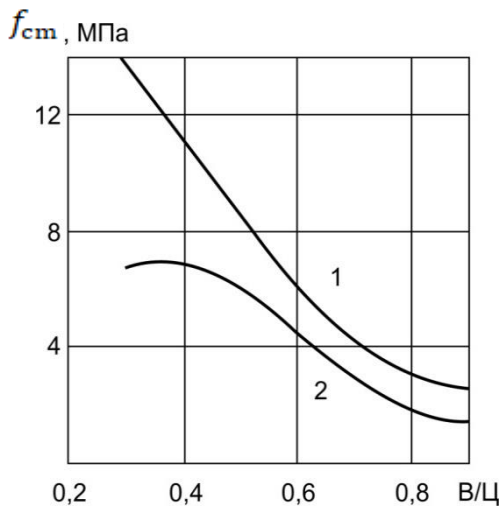


Рис. 1.6. Вплив В/Ц на величини міцності на згин цементного каменю $f_{ц.к.}$ (1) та на відрив в контакті f_k з заповнювачами (2) (вік 7 діб)

Ріст зчеплення досягається в першу чергу зближенням цементних зерен із заповнювачами, чому сприяють зниження В/Ц, ступеня водовідділення і нерівномірного осідання бетонної суміші.

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

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

Вплив форми і рельєфу поверхні заповнювача на відносну величину зчеплення за даними Б.М.Виноградова наведений на рис.1.7.

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

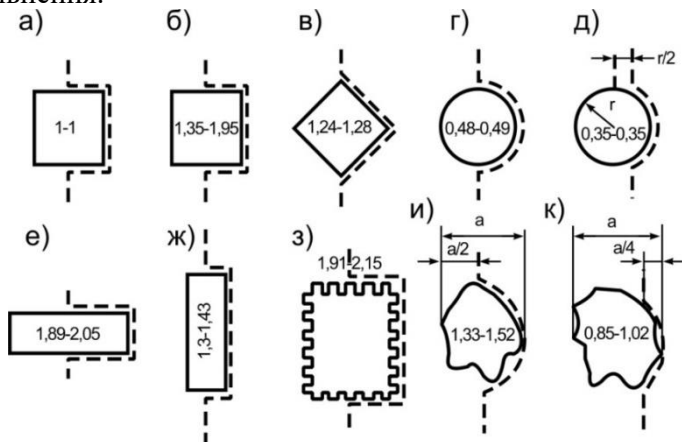


Рис. 1.7. Вплив форми зерна заповнювача та положення поверхні руйнування на відносну величину зчеплення з розчином: цифри всередині зерен – відносна величина зчеплення; пунктирна лінія – поверхня руйнування; а – куб з гладкими гранями; б – куб з двома хвилястими гранями; в – куб з гладкими гранями, повернутий на 45°; г – гладка куля; д – гладка куля зі змішаною поверхнею руйнування; е – призма з двома хвилястими гранями, розташованими пліском; ж – те ж, стійма; з – куб з правильним макрорельєфом на всіх гранях; и – зерно неправильної форми; к – те ж, зі зміщеною поверхнею руйнування

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

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

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

$$f_{cm} = A_1 A_2 A_3 R_{ц} = A_1 A_2 K(\text{Ц/В} - \text{С}) R_{ц}, \quad (1.29)$$

де $R_{ц}$ – активність цементу;

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

Коефіцієнт впливу A_1 є узагальненим показником макроструктури і залежить від властивостей і кількості щебеню в суміші (табл. 1.2). Значення коефіцієнта мезоструктури A_2 визначаються якісними особливостями піску (табл. 1.3). Коефіцієнт мікроструктури $A_3 = K(\text{Ц/В} - \text{С})$ залежить від режиму твердіння, мінералогічного складу цементу і виду добавок, які вводяться в бетонну суміш. При даному Ц/В його можна знайти, визначивши значення коефіцієнтів K і С (табл.1.4).

Таблиця 1.2

Значення коефіцієнта A_1

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

Таблиця 1.3

Значення коефіцієнта A_2

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

Таблиця 1.4

Значення коефіцієнтів K і C

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

1.4. Вплив умов і тривалості твердіння

За сприятливих температурно-вологісних умов міцність бетону росте протягом багатьох років (рис. 1.8). При цьому інтенсивність росту міцності бетону істотно відрізняється для бетонів на цементах різних груп за хіміко-мінералогічним складом [17-23].

В перший місяць твердіння найбільш високу міцність набувають бетони з високим вмістом аліту. Найбільш інтенсивне наростання міцності після місячного віку виявляють бетони на белітових портландцементях, значно

менш інтенсивне наростання пізньої міцності в бетонів на алітових цементах і найменший приріст міцності показують бетони на алюмінатних цементах (табл. 1.5).

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

$$f_{cm}^n = f_{cm}^{28} \frac{\lg n}{\lg 28}. \quad (1.30)$$

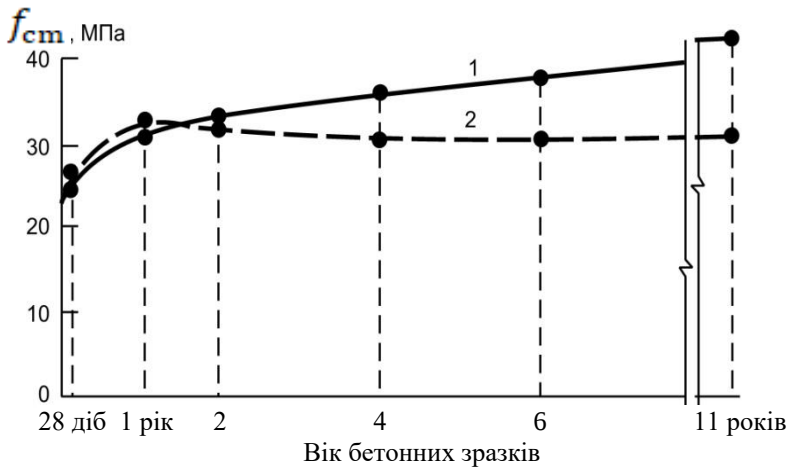


Рис. 1.8. Зростання міцності бетону в часі у вологому (1) та сухому (2) середовищах

Таблиця 1.5

Коефіцієнти наростання міцності бетону на
портландцементях
різного мінералогічного складу*

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

* Дані наведені В.Б.Судаковим.

Розрахункові коефіцієнти росту міцності бетону, отримані за формулою (1.30), приведені нижче:

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

О.В. Саталкін, ґрунтуючись на логарифмічному законі наростання міцності бетону, запропонував модифікувати формулу (1.30) і враховувати два значення міцності бетону R_{n_1} и R_{n_2} в два строки твердіння:

$$f_{cm}^n = f_{cm}^{n_1} + \frac{(f_{cm}^{n_2} - f_{cm}^{n_1}) (lg n - lg n_1)}{lg n_2 - lg n_1}. \quad (1.31)$$

Для бетонів на сучасних цементах логарифмічна залежність (1.30) дає, як правило, занижені показники міцності

для початкових строків твердіння (до 28 діб) і завищені для пізніх термінів твердіння.

Для попередніх розрахунків зміни міцності бетону бажане використання узагальнених емпіричних коефіцієнтів, диференційованих для різних цементів (табл. 1.6).

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

Достатня вологість бетону необхідна для нормального протікання процесів гідратації і структуроутворення. Разом з тим, при водонасиченні міцність бетону як і будь-яких інших кам'яних матеріалів знижується.

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

Таблиця 1.6

Коефіцієнти наростання міцності бетону на різних цементах

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

Рекомендовано використовувати лінійну залежність міцності бетону при стиску і розтягу від вологості:

$$f_{cm}^w = f_{cm}^{w_0} \left(1 - \frac{W - W_0}{a} \right), \quad (1.32)$$

де f_{cm}^w і $f_{cm}^{w_0}$ – міцність бетону при вологості рівній відповідно W і W_0 ;

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

Зі зниженням температури і особливо наближенням її до 0°C твердіння бетону різко сповільнюється, що особливо суттєво позначається в ранньому віці. Середні значення швидкості наростання міцності бетону при зміні температури від 40 до -3°C наведені за даними С.А. Миронова в табл. 1.7.

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

Таблиця 1.7

Середні значення швидкості наростання міцності бетону, %

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

Примітка: Б – цемент з вмістом $\text{C}_3\text{A} < 6\%$, В – цемент з вмістом $\text{C}_3\text{A} > 6\%$).

При температурах нижче 0°C гідратація цементу протікає зі спадаючою інтенсивністю і при -10°C практично припиняється. Про це свідчить і ефект тепловиділення. При 0°C за 10 діб виділяється близько 60% тепла від тепловиділення при 20°C . При температурі -10°C тепловиділення у свіжоприготованому бетоні не виявляється.

За 28 діб твердіння при -5°C бетон набирає не більше 8% міцності в нормальних умовах, при 0°C – 40...50%, при $+5^{\circ}\text{C}$ – 70...80%. Після відтавання бетонної суміші твердіння бетону відновляється, але кінцева міцність його завжди виявляється нижчою за міцність бетону, який твердів у нормальних умовах. Бетони, міцність яких до моменту замерзання складала не менш 60% від проектної, після відтавання набирають до 28 доби необхідну міцність.

Зниження температури сприяє також росту концентрації напружень у структурі бетону через неоднакові коефіцієнти лінійного температурного розширення його компонентів.

Т.зв. "*критична міцність*", після досягнення якої заморожування не наносить істотної шкоди структурі, що формується, для бетону класів C7,5 і C12 складає не менше 50% проектної, C15 і C25 не менше 40%, C30 і C40 не менше 30%. Задача будь-якого способу зимового бетонування полягає в запобіганні замерзанню бетону до набуття ним критичної міцності, яка забезпечує необхідний опір тиску льоду.

Твердіння бетону протягом необхідного терміну до заморожування забезпечується за рахунок використання власної екзотермії і при додатковій подачі тепла ззовні. Часто обидва напрямки комбінуються для досягнення необхідного ефекту.

На збереження і використання екзотермії бетону спрямований *спосіб термосу*, тобто твердіння бетону в умовах теплової ізоляції, найбільш ефективний при бетонуванні масивів і підземних споруд. При використанні швидкотверднучих цементів і ефективних теплоізоляційних матеріалів спосіб термосу застосовується і при бетонуванні

конструкцій середньої масивності. Для підвищення внутрішнього запасу тепла в бетоні підігрівають воду замішування, а в деяких випадках і інші вихідні матеріали, розігрівають бетонну суміш електричним струмом.

Найбільш розповсюдженим способом зовнішнього обігріву бетону при зимовому бетонуванні є *електротермообробка* монолітних конструкцій. Розроблені і застосовуються на практиці електродний прогрів у т.ч. попередній електророзігрів бетонних сумішей; нагрів в електромагнітному полі (індукційний); обігрів різними електронагрівальними пристроями (контактний, конвекційний, у тому числі інфрачервоним випромінюванням).

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

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

При введенні хімічних добавок, які знижують точку замерзання рідкої фази, гідратація і тепловиділення цементу відбуваються при більш низьких від'ємних температурах (рис.1.9), що широко використовується в практиці зимового бетонування. Додавання, наприклад, безводного хлориду кальцію в кількості 1...7% води замішування знижує температуру замерзання на 0,4...3,4⁰С.

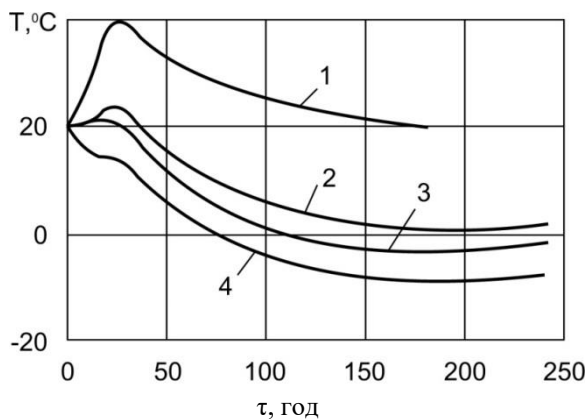


Рис. 1.9. Зміна температури бетону при його термосному твердінні:
 1 – без добавок, 20°C ; 2 – з добавкою 6% нітриту натрію (НН), 0°C ;
 3 – теж, -5°C ; 4 – з добавкою 14% НН, -10°C

Протиморозні добавки можна розділити на дві групи:

1) добавки, які знижують температуру замерзання рідкої фази та істотно не впливають на тужавлення і швидкість твердіння цементу (нітрит натрію, хлорид натрію, водні розчини аміаку та ін.);

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

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

Усереднені дані щодо наростання міцності бетону з основними протиморозними добавками при від'ємних температурах приведені в табл. 1.8.

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

Залишкові деформації мають місце при недостатньому попередньому витримуванні бетону до теплової обробки, підвищеній швидкості підйому температури і її зниження після відключення подачі пари. Багаторічні дослідження, виконані в НДІЗБ (С.А. Миронов, Л.А. Малініна), показали необхідність попереднього витримування сформованих виробів до початку теплової обробки не менше 1...2 год.

Таблиця 1.8

Наростання міцності бетону на портландцементі з
протиморозними добавками

Добавка	Температура твердіння бетону, °С	Міцність при стиску, % марочної, при твердінні на морозі, діб			
		7	14	28	90
НН, ННК	-5	30	50	70	90
	-10	20	35	55	70
	-15	10	25	35	50
ХК+ХН	-5	35	65	80	100
	-10	25	35	45	70
	-15	15	25	35	50
	-20	10	15	20	40
НКМ, НК+М, ННК+М	-5	35	50	80	100
	-10	20	35	60	80
	-15	15	25	35	60
	-20	10	20	30	50
ХК+НН	-5	40	60	90	105
	-10	25	40	65	90
	-15	20	35	45	70
	-20	15	30	40	60
	-25	10	15	25	40

Продовження таблиці 1.8

Добавка	Температура твердіння бетону, °С	Міцність при стиску, % марочної, при твердінні на морозі, діб			
		7	14	28	90
ННХК, ННХК+М	-5	50	70	95	105
	-10	30	45	70	90
	-15	20	35	45	70
	-20	15	30	40	60
	-25	10	15	25	40
Поташ	-5	50	65	75	100
	-10	30	50	70	90
	-15	25	40	65	80
	-20	20	35	55	70
	-25	15	30	50	60

Примітка: Протиморозні добавки: ХН– хлорид натрію; ХК – хлорид кальцію; НН – нітрит натрію; ННК – нітрит–нітрат кальцію;

М – сечовина; НК – нітрит кальцію; НКМ – нітрат кальцію із сечовиною; ННХК – нітрит–нітрат–хлорид кальцію.

Підвищення температури при твердінні прискорює хімічні реакції гідратації, що позитивно впливає на ріст міцності бетону. Різке прискорення процесів твердіння бетонів настає при температурах 70...95°С (табл. 1.9) і особливо при 170...200°С (рис. 1.10). Однак, при недостатчі води в бетоні вплив підвищених температур сповільнює процес гідратації, знижує міцність бетонів. При повному випаруванні води процес твердіння припиняється. Позитивний вплив підвищених температур на швидкість твердіння бетонів став основою розробки і широкого застосування в технології залізобетонних конструкцій *тепловологісної обробки*. Бетон нагрівають за допомогою пари, електроенергії, інфрачервоних променів та ін. При температурах більших 100°С тепловологісну обробку ведуть в автоклавах і спеціальних герметичних формах.

Таблиця 1.9

Ріст міцності важкого бетону після теплової обробки
(дані НДІЗБ)

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

Допустима максимальна швидкість підйому температури пропарювання при вільному волого- і теплообміні і наявності відкритих поверхонь для немасивних виробів складає 30...35°С/год. З підвищенням масивності виробів і водовмісту бетонної суміші швидкість підйому температури повинна знижуватися. Так само як і швидкість підйому температури, швидкість остигання не повинна перевищувати 30...40°С/год, при цьому не допускається висушування бетону. Плавний підйом температури та її зниження, які запобігають виникненню значних температурних градієнтів і напружень, особливо важливі для

виробів, до яких висувають підвищені вимоги по морозостійкості.

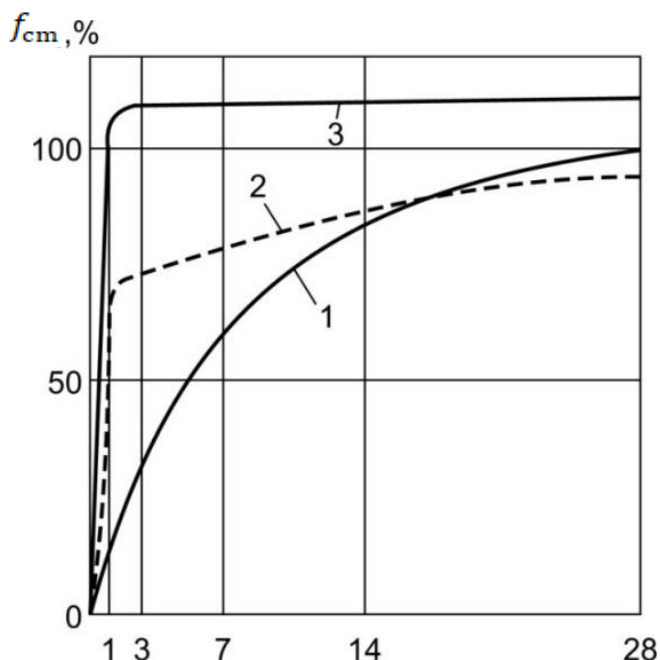


Рис. 1.10. Зростання міцності бетону в часі:

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

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

При автоклавній обробці вироби твердіють при тиску водяної пари 0.9...1,3 МПа і температурі відповідно

175...195°C. З огляду на те, що за таких умов вода в бетоні зберігається в рідкій фазі, створюються умови для прискореного твердіння бетону, набуття ним високої міцності вже через 1...2 год його ізотермічного прогріву. Величина температурних перепадів у бетоні при автоклавній обробці залежить від інтенсивності підйому і зниження тиску пари. Небезпека виникнення тріщин при розвитку температурних напружень підвищується при обробці виробів великої товщини, суцільного перерізу або з ніздрюватих бетонів з підвищеним водовмістом.

2. ДЕФОРМАТИВНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ

Деформації бетону виникають при твердінні, експлуатації й випробуванні бетону. Величина деформацій і характер їх розвитку обумовлюють об'ємно-напружений стан бетону й залежать від особливостей навантаження бетону в конструкціях і спорудах, його структури й складу, властивостей окремих компонентів, впливу навколишнього середовища.

Деформації бетону можуть бути розділені на дві групи:

- 1) ті, що виникають при дії зовнішнього навантаження (силові);
- 2) обумовлені здатністю бетону змінювати об'єм під впливом зміни температури, вологості навколишнього середовища, різних фізико-хімічних процесів (власні).

Деформації першого типу можливі при одноразовій дії короткочасного навантаження, також при багаторазовому й тривалому навантаженні.

2.1. Деформації бетону при короткочасному навантаженні

Поведінка бетону в конструкціях значною мірою визначається його пружно-пластичними деформаціями [24-27].

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

Повна деформація бетону (рис. 2.1) у певний момент часу ε_{τ} становить:

$$\varepsilon_{\tau} = \varepsilon_n + \varepsilon_{пл} + \varepsilon_{ус} \quad (2.1)$$

де ε_n - пружна деформація; $\varepsilon_{пл}$ - пластична деформація;

$\varepsilon_{ус}$ - деформація усадки.

Бетон не підкоряється закону Гука і має діаграму стиску криволінійного виду (рис.2.1), причому кривизна збільшується з ростом напружень.

Після розвантаження пружні деформації відновлюються повністю, а пластичні - частково (близько

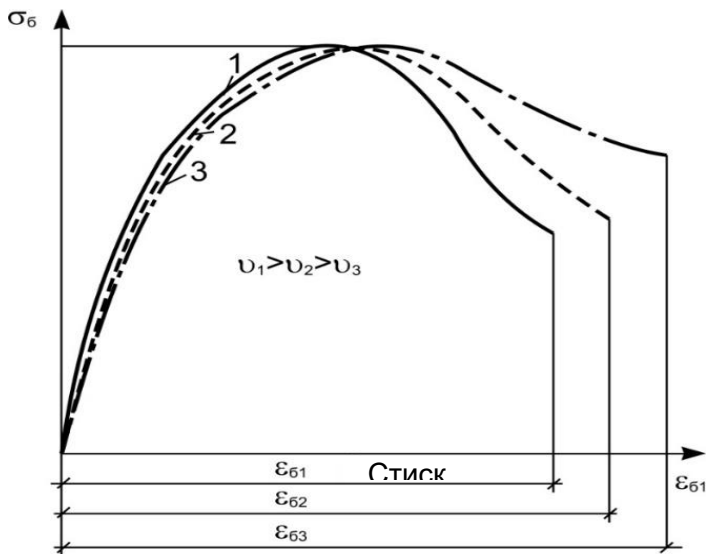


Рис. 2.1. Діаграми напруження (σ_6) – деформації (ϵ_6) бетону при навантаженні зразка з постійною швидкістю росту деформацій: криві 1, 2, 3 відповідають швидкостям v_1, v_2, v_3

10%) через якийсь час (деформації пружної післядії). Інша частина пластичних деформацій зветься залишковими. При багаторазовій дії навантаження відбувається накопичення пластичних деформацій і при досягненні граничних величин настає руйнування.

При навантаженні різних матеріалів у механіці суцільних середовищ прийнято розглядати у вигляді констант дві характеристики пружності: відношення напруження до величини деформації - модуль пружності E_6 і коефіцієнт поперечної деформації μ (коефіцієнт Пуассона). Для

бетону ці характеристики змінюються в процесі навантаження й у міру підвищення рівня напружень σ , мають місце все більші відхилення об'ємної деформації θ від закону пружної зміни об'єму матеріалу:

$$\theta = \frac{3\sigma(1-2\mu)}{E_6}. \quad (2.2)$$

Існує велика кількість формул, що описують пружні властивості бетону. Їхній вид залежить від прийнятої моделі розподілу напружень, характеру розташування зерен заповнювача й ін.

Строго кажучи, термін "модуль пружності" (модуль Юнга) характеризує безпосередньо тільки прямолінійну ділянку діаграми напруження-деформація рис. 2.2. Цей початковий (миттєвий) модуль пружності має порівняно невелике практичне значення. Звичайно для бетону модуль пружності або модуль деформації визначають як тангенс кута нахилу січної до кривої σ - ϵ . З ростом напружень значення E_6 зменшується.

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

$$E_6 = \frac{E_m f_{cm\tau}}{S + f_{cm\tau}}, \quad (2.2)$$

де $f_{cm\tau}$ - 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:

$$E_6 = C(f_{cm})^\gamma, \quad (2.3)$$

де $C=1900$; $\gamma=0,5$.

Різними авторами запропоновані різні модифікації формули (2.3) і значення коефіцієнтів.

Розбіжності між значеннями E_6 , обчисленими по формулах (2.2) і (2.3), зростають (до 35%) у міру підвищення міцності бетону.

При значних коливаннях вмісту цементного каменю з модулем пружності $E_{ц.к}$ для бетонів з різним модулем пружності заповнювачів E_3 справедлива більша загальна формула :

$$E_6 = \frac{\varphi E_{ц.к} f_{cm\tau}}{\varphi S P_{ц.к} + f_{cm\tau}}, \quad (2.4)$$

де $E_{ц.к}$ - граничне значення модуля пружності цементного каменю ($E_{ц.к}=5 \cdot 10^4$ МПа); $P_{ц.к}$ - вміст цементного каменю в бетоні за масою, φ і S – коефіцієнти: $S \approx 80$; $\varphi = \frac{n}{1 + \rho_k(n-1)}$,

де $n = E_3/E_{ц.к}$.

При використанні високоякісних крупних заповнювачів з вивержених порід типу граніту в сполученні із кварцовим піском ($E_3=5,5 \cdot 10^4$ МПа). показано, що для широкої області складів бетону вираз (2.4) перетворюється у формулу:

$$E_6 \cdot 10^{-4} = \frac{5,3 f_{cm\tau}}{85 P_{ц.к} + f_{cm\tau}}. \quad (2.5)$$

При коливаннях модуля пружності заповнювачів і різному вмісті цементного каменю при постійній міцності бетону його модуль пружності, як видно з рівняння (2.5), може перебувати в певній області й змінюватися в 1,5 рази й більше. Нормування величини модуля пружності бетону лише залежно до міцності є орієнтовним і може давати істотну похибку.

З підвищенням температури до 200°C співвідношення між модулем пружності й міцністю бетону залишається практично незмінним.

Експериментально деформативні характеристики бетону при стиску визначають на зразках-призмах (звичайно $15 \times 15 \times 60$ або $10 \times 10 \times 40$ см), до бічних поверхонь яких кріпляться індикатори - тензометри, тензорезистори або інші прилади для виміру деформацій.

Величина спостережуваних деформацій і хід кривої напруження-деформація залежать від швидкості прикладання навантаження. Коли навантаження прикладається надзвичайно швидко, наприклад, менше ніж за 0,01 с, деформації різко знижуються й кривизна залежності напруження-деформація стає незначною. На характер зростання деформацій під дією навантаження впливають також розміри зразка, температурно-вологісні умови тощо.

У початковій стадії навантаження до $0,1 \dots 0,15 f_{\text{пр}}$ ($f_{\text{пр}}$ - призмova міцність бетону) розвиваються необоротні деформації бетону (рис. 2.2).

Граничний рівень напружень, до якого збільшення об'єму зразка залишається практично постійним, вважають першою параметричною точкою (f_T^0). Даний рівень напружень приймають як умовну границю початку мікроруйнувань бетону, супроводжуваних його розущільненням.

Помітне скривлення кривої σ - ϵ починається при напруженнях, що перевищують 30...40% від призмovoї міцності (рис. 2.2).

До моменту досягнення другої параметричної точки f_T^V об'ємні деформації стиску і розширення матеріалу вирівнюються. При цьому мікроруйнування в бетоні перетворюються в мікротріщини, видимі вже у світловому мікроскопі. При більш високих напруженнях руйнування бетону йде все більш інтенсивно.

О. Я. Берг для бетонів на щільних заповнювачах у віці не менше 28 діб запропонував емпіричні формули для f_T^0 й f_T^V :

$$f_T^0 = f_{\text{пр}}(0,35 \lg f_{\text{пр}} - 0,5), \quad (2.6)$$

$$f_T^V = f_{\text{пр}}(0,35 \lg f_{\text{пр}} - 0,175), \quad (2.7)$$

де $f_{\text{пр}}$ - призмova міцність бетону.

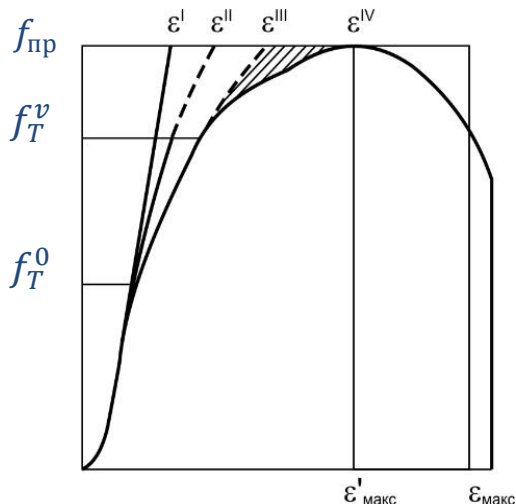


Рис. 2.2. Діаграма стиску бетону і складові повної величини деформації (за О.Я.Бергом):

ε^I – пружна деформація; ε^{II} – деформація повзучості;

ε^{III} – пластичні деформації (вище границі f_T^0);

ε^{IV} – псевдопластичні деформації (вище границі f_T^v)

Пружні властивості бетону як матеріалу можуть характеризуватися як статичним так і динамічним модулем пружності, що враховує напруження, котрі виникають при коливаннях зразка. Динамічний модуль пружності (E_d) приблизно дорівнює початковому, визначеному при статичних випробуваннях і значно вищий модуля деформації. Величина E_d пов'язана з міцністю при стиску залежністю :

$$E_d = \frac{4 \cdot 10^3 f_{cm}}{1 + 0,07 f_{cm}}. \quad (2.8)$$

Запропоновано ряд формул, що зв'язують E_b й E_d , наприклад:

$$E_b = E_d \left[1 - 0,15 \left(\frac{\sigma - 40}{100} \right) \right], \quad (2.9)$$

$$E_6 = E_d \left[1 - 0,001 \left(\sigma - \frac{f_{пр}}{10} \right) \right]. \quad (2.10)$$

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

Динамічний модуль пружності може бути визначений також по швидкості поширення ультразвукового імпульсу ($V_{узк}$):

$$E_d = \frac{\rho V_{узк}^2 (1+\mu) (1-2\mu)}{1-\mu}, \quad (2.11)$$

де ρ - густина бетону; μ - коефіцієнт Пуассона.

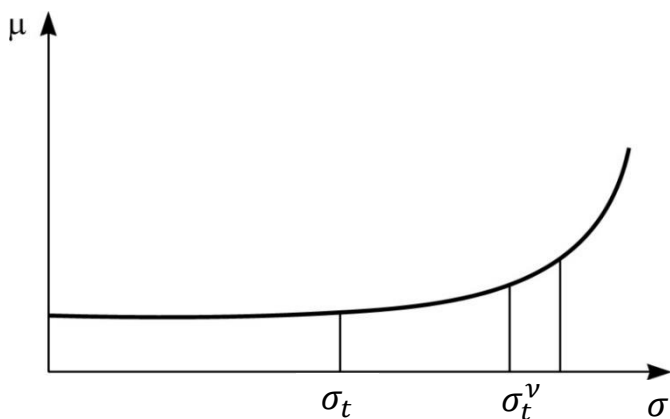


Рис. 2.3. Зміна коефіцієнта поперечних деформацій бетону при осьовому стиску із зростанням напружень при швидкому прикладенні навантаження

Коефіцієнт Пуассона використовують при проектуванні багатьох типів конструкцій. Він звичайно коливається від 0,15 до 0,2, а при динамічних вимірюваннях досягає дещо більших значень (до 0,24). До деякого значення напружень f_T^0 при відносно швидкому завантаженні

коефіцієнт μ залишається постійним, а потім монотонно зростає до значення σ_p , що відповідає утворенню тріщини (рис. 2.3).

Величина σ_p приблизно дорівнює $0,9f_{пр}$ (де $f_{пр}$ - призмova міцність бетону). Постійне значення коефіцієнта Пуассона при $\sigma < \sigma_t$ пояснюється збереженням міцного зчеплення цементного каменю із заповнювачами, при $\sigma > \sigma_t^v$ відбувається часткове порушення зчеплення.

З коефіцієнтом Пуассона й модулем пружності бетону пов'язаний модуль зсуву:

$$J = \frac{E_6}{2(1+\mu)}. \quad (2.12)$$

При $\mu=0,15$ $J \approx 0,4E_6$.

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 $\varepsilon_{fcm} = 200 \cdot 10^{-5}$, а при розтягу $\varepsilon_{fcm} = 15 \cdot 10^{-5}$. Для бетону, до якого висувають підвищені вимоги по тріщиностійкості, особливо при розтягу, нормують граничні деформації.

Деякими авторами встановлено, що граничні деформації бетону при осьовому стиску лінійно зростають зі збільшенням його призмovoї міцності $f_{пр}$. Кореляційний зв'язок між граничною деформацією стиску та призмovoю міцністю бетону апроксимовано аналітичним виразом:

$$\frac{\varepsilon_{fcm} \cdot 10^{-4}}{f_{пр}} = 0,1 + \frac{11}{f_{пр}}. \quad (2.13)$$

Як наслідок з рівняння (2.13), граничні деформації бетону при стиску ε_{fcm} лінійно зростають зі збільшенням $f_{пр}$.

До величини граничної деформації бетону при розтягу чисельно близька т.зв. умовна деформативність.

Умовну деформативність ε_y запропоновано знаходити як відношення границі міцності при розтягу розколюванням ($f_{c.tn}$) до величини динамічного модуля пружності (E_d):

$$\varepsilon_y = f_{c.tn}/E_d. \quad (2.14)$$

У процесі лабораторного контролю величину ε_y можна розрахувати, знаючи міцність при розтягу розколюванням і при стиску:

$$\varepsilon_y = \frac{f_{c.tn}(1+0,07f_{cm})}{4 \cdot 10^3 f_{cm}}. \quad (2.15)$$

При невідомих значеннях $f_{p.p}$ можна, використовуючи співвідношення $f_{c.tn}=0,55f_{cm}^{2/3}$, перетворити залежність (2.15):

$$\varepsilon_y = \frac{0,1375(1+0,07f_{cm})}{10^3 \sqrt[3]{f_{cm}}}. \quad (2.16)$$

Залежності (2.14...2.16) можуть бути використані лише для орієнтовних оцінок граничних деформацій при навантаженні бетону, в тому числі й при проектуванні складів. Варто мати на увазі істотний вплив на ці параметри особливостей вихідних матеріалів і добавок. Величина граничної розтяжності бетону помітно збільшується також зі збільшенням вмісту цементного каменю та при збільшенні частки дрібного заповнювача в суміші.

2.2. Деформації бетону при тривалому навантаженні.

Повзучість

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 перерозподілення внутрішніх зусиль у цементному камені. Ними диференціюються в цементному камені основні структурні складові - ультрадисперсний "цементний гель", представлений тоберморитоподібними гідросилікатами і кристалічний зросток, що складається із кристалогідратів, об'єднаних хімічними зв'язками. Компоненти цементного каменю відрізняються характером контактів зрощення (для "гелю" коагуляційні, кристалічного зростка - кристалізаційні). За О.Е.Шейкіним завдяки здатності "гелю" до в'язкої течії кристалічний зросток приймає на себе додаткові зусилля, що приводить до розвитку деформацій повзучості цементного каменю й бетону. У.Гансен вважав, що повзучість обумовлена в'язкою течією на границях цементних зерен та у точках їх контакту.

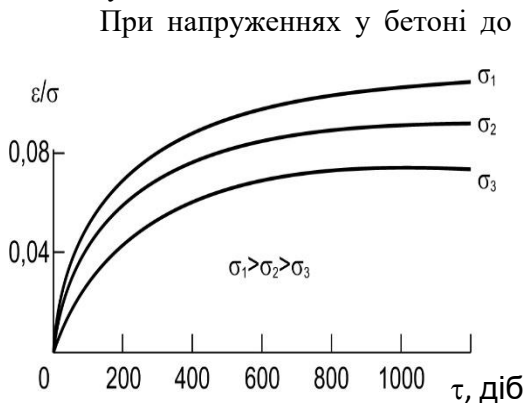
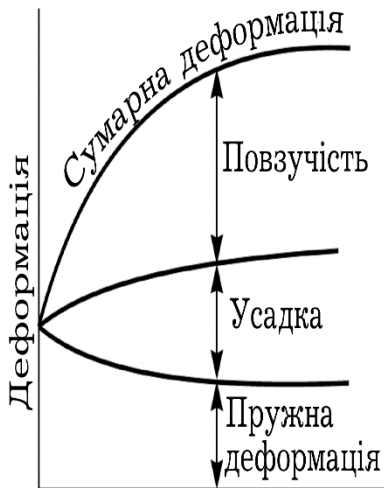


Рис. 2.4. Залежність повзучості бетону в часі від напружень

міцності при стиску повзучість носить лінійний характер й обумовлюється переважно в'язкою течією матеріалу при малопомітному порушенні його структури. При напруженнях, що перевищують 50...60% границі

його міцності при стиску, у бетоні швидко розвиваються мікротріщини й пластичні деформації повзучості стають нелінійними (рис. 2.4).

При знятті навантаження деформації повзучості частково відновлюються. Зворотна (вторинна) частина деформацій обумовлена виникненням і розвитком у бетоні мікротріщин. Ця частина деформацій при початкових напруженнях, що не перевищують деякого граничного



Час з моменту завантаження

Рис. 2.5. Види деформацій бетону, що залежать від часу, при дії постійного навантаження

значення, відносно швидко затухає в часі. При перевищенні допустимого рівня постійно діючого напруження деформації повзучості набувають незатухаючий характер.

Повзучість бетону спостерігається як в умовах осьового стиску, так і при дії розтягуючих напружень.

Деформацію повзучості ($\epsilon_{пз}$) можна знайти як різницю між повною деформацією зразків (ϵ_n) при впливі навантаження протягом певного часу й сумою початкової деформації в момент навантаження (ϵ_0) і

деформації усадки (ϵ_{yc}) ненавантажених зразків до моменту часу τ (рис. 2.5):

$$\epsilon_{пз} = \epsilon_n - \epsilon_0 - \epsilon_{yc}. \quad (2.17)$$

Кількісно деформації повзучості бетону до певного моменту часу оцінюють за допомогою різних характеристик (за відносною деформацією лінійної повзучості, за характеристикою повзучості, мірою повзучості тощо).

Характеристику повзучості визначають за формулою:

$$\varphi_\tau = \epsilon_{пз} / \epsilon_0. \quad (2.18)$$

Як міру повзучості (C_m) приймають питомі деформації бетону в певному віці ($\varepsilon_{пз}$) на одиницю постійно діючого напруження (σ_0) (рис.2.6):

$$C_m = \varepsilon_{пз} / \sigma_0. \quad (2.19)$$

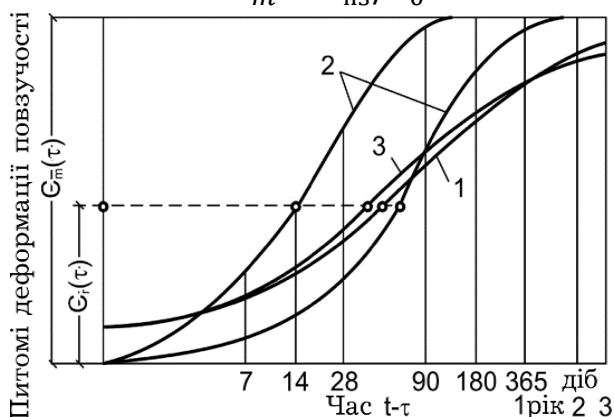


Рис. 2.6. Характер розвитку в часі деформацій повзучості $C(t)$ за даним:

- 1 – О.Вагнера; 2 – І.І. Улицького;
- 3 – Європейського комітету з бетону

Запропоновано ряд емпіричних формул для розрахунку міри повзучості бетону залежно від його міцності й основних параметрів складу. Деякі найбільш відомі із цих формул наведені в табл. 2.1.

Всі формули для прогнозування міри повзучості за винятком самих ранніх показують її неоднозначний зв'язок з міцністю бетону при стиску. 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.

Більшість емпіричних формул повзучості можуть бути приведені до виразу (2.20), якщо коефіцієнт K у них представити деякою функцією В/Ц і f_{cm} . Вираз (2.20) є

найбільш простим, експериментально обґрунтованим і зручним при проектуванні складів для оцінки міри повзучості $C_{m(28)}$, хоча не можна виключити можливість застосування й інших розрахункових формул (табл. 2.1).

Таблиця 2.1
Формули для розрахунку міри повзучості бетону

№	Ф о р м у л а	Автори
1	$C_{m(28)} = \frac{K}{f_{cm}}, \quad (2.20)$ $C_{m(28)}$ – граничне значення міри повзучості бетону при завантаженні його в 28 діб; f_{cm} – кубикова міцність бетону при стиску у віці 28 діб, МПа; $K=25 \cdot 10^{-5}$	Вельмі
2	$C_{m(28)} = \frac{K \cdot V / \Pi (B + 0,33 \Pi)}{f_{cm}}, \quad (2.21)$ В і Π – витрати води та цементу на 1 м³ бетону; $K - 1,4 \cdot 10^{-6}$.	Вельмі
3	$C_{m(28)} = \frac{KV_n}{f_{cm} \sqrt[3]{f'_{cm} / f_{cm}}}, \quad (2.22)$ V_n – об'єм пор у цементному камені за умови 15% хімічно зв'язаної води; f'_{cm} – граничне значення кубикової міцності.	Гуммель
4	$C_{m(28)} = \frac{K \cdot V / \Pi (B + 0,33 \Pi)}{\sqrt{f_{cm}}}. \quad (2.23)$	Європейський комітет з бетону (ЄКБ)

5	$C_{m(28)} = K \frac{1+B/\Omega}{1+B/\Omega+n} (B/\Omega)^2, \quad (2.24)$ $K_5 = 11 \cdot 10^{-6}$; n - масове співвідношення між заповнювачем і цементом.	Улицький
6	$C_{m(28)} = \frac{KB}{f_{cm}}, \quad (2.25)$ $K = 16 \cdot 10^{-6}$.	Щербаков

У найбільш загальному виді вираз для оцінки граничної міри повзучості має вигляд:

$$C_m(\tau) = C_{m(28)} \xi_{\bar{r}} \xi_{\theta} \xi_{\tau}, \quad (2.26)$$

де $\xi_{\bar{r}} \xi_{\theta} \xi_{\tau}$ - коефіцієнти, що враховують вплив розмірів перерізу елемента, вологості навколишнього середовища й віку бетону в момент прикладання навантаження.

Чисельні значення коефіцієнтів пропонується знаходити за формулами:

$$\xi_{\bar{r}} = 0,9(0,7 + \frac{1}{\bar{r}}), \quad (2.27)$$

$$\xi_{\theta} = 1,54(\frac{135-\theta}{100}), \quad (2.28)$$

$$\xi_{\tau} = 0,45 + \frac{30}{27+\tau}, \quad (2.29)$$

де $\bar{r}$ - приведений радіус перерізу елемента, см ($\bar{r} = F/p$, F - площа поперечного перерізу, p - периметр); θ - відносна вологість повітря,%; τ - тривалість твердіння бетону, діб.

Для пропарених бетонів у вираз (2.26) уводять додатковий коефіцієнт $\xi_n = 0,9$. Можливе введення у формулу (2.26) й інших емпіричних коефіцієнтів, що, наприклад, відображають вплив різних добавок на деформативні властивості бетону. Відомо, зокрема, що водознижуючі добавки й прискорювачі твердіння, збільшуючи міцність, разом з тим, зменшують повзучість.

Для розрахунку повзучості залежно від часу навантаження може бути використана проста формула:

$$C_{m(\tau)} = C_{m(6)} \left(\frac{\tau}{a + \tau} \right), \quad (2.30)$$

де a - час прикладання навантаження; τ - вік бетону; $C_{m(6)}$ – гранична міра повзучості.

Деформації повзучості бетону істотно інтенсифікуються при вібраційному навантаженні. Віброповзучість бетону тим вища, чим більша амплітуда динамічних напружень і частота коливань. Деформації віброповзучості можуть в 2...4 рази перевищувати звичайні деформації повзучості. Як і останні вони загасають у часі.

Вплив віку бетону в момент завантаження на повзучість бетону проілюстровано на рис. 2.7.

Деформації повзучості бетону впливають на роботу конструкцій, їх довговічність. Для неармованого бетону при високих рівнях навантаження повзучість прискорює досягнення граничної деформації й руйнування матеріалу. У масивних бетонних елементах повзучість зменшує стискаючі напруження при швидкому підйомі температури.

При подальшому охолодженні в бетоні розвиваються розтягуючі зусилля й у міру зменшення повзучості з віком бетону в ньому можуть утворюватися тріщини. У той же час у всіх конструкціях повзучість бетону зменшує внутрішні напруження, обумовлені неоднорідністю усадки, що приводить до підвищення тріщиностійкості.

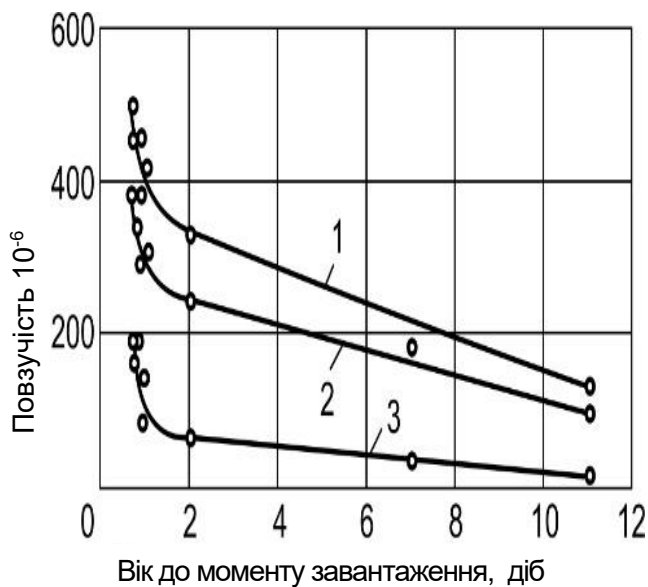


Рис. 2.7. Вплив віку бетону в момент завантаження на повзучість бетону на глиноземистому цементі: час під навантаженням: 1 – 100 діб; 2 – 28 діб; 3 – 1 доба

За рахунок повзучості бетону збільшуються прогини залізобетонних балок під дією постійних навантажень, у залізобетонних колонах вона приводить до поступового перерозподілу навантаження з бетону на арматуру. У попередньо напружених залізобетонних елементах у результаті повзучості бетону можлива втрата напруження арматури, що треба враховувати при виборі арматурної сталі.

2.3. Власні деформації. Усадка бетону

Власні деформації бетону обумовлені 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). Деформації розширення цементний камінь і бетон проявляють при твердінні в результаті утворення в певний період розвитку кристалізаційної структури компонента, що розширюється, звичайно у вигляді високоосновної форми гідросульфоалюміната 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. Збільшення об'єму - набрякання - має місце при тривалому знаходженні зразків бетону у воді в результаті розвитку осмотичного тиску в гелевидних масах. Набряканню бетону сприяє також адсорбція води цементним каменем, що здійснює деяку розклинюючу дію і зменшує поверхневий натяг матеріалу. Набрякання бетону коливається звичайно через 6...12 місяців зберігання зразків у воді в межах від 1 до 2×10^{-4} . Подальше витримування у воді не приводить до збільшення розміру зразків.

У міру зниження відносної вологості навколишнього середовища і порушення гігроскопічної рівноваги середовище-бетон, будуть відбуватися випаровування води з матеріалу і розвиватися усадочні деформації. Схематично явища усадки й набрякання цементного каменю й бетону при їх висиханні та зволоженні представлені на рис. 2.8 – 2.10.

Твердіння бетону супроводжується контракційною і вологісною усадкою.

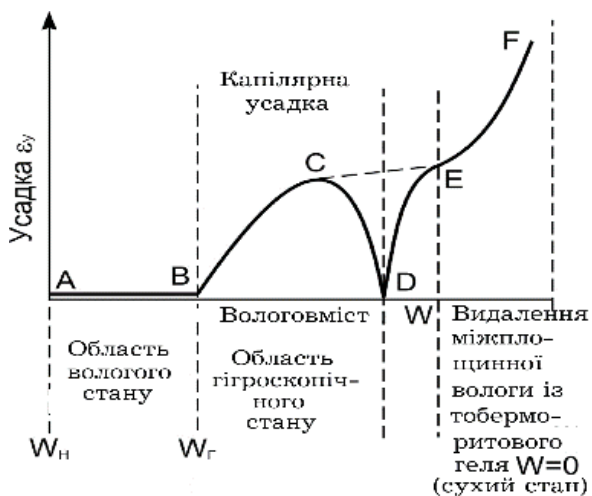


Рис. 2.8. Крива усадки цементного каменю

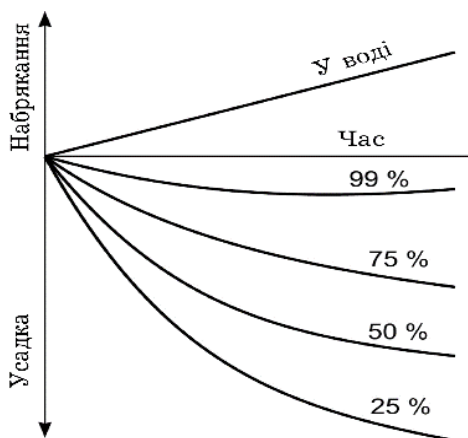


Рис. 2.9. Набрякання і усадка цементних зразків при їх твердінні у воді і в повітряному середовищі з різною відносною вологістю ($W=25\ldots 99\%$)

Контракція (стягнення) є наслідком реакцій хімічної взаємодії мінералів цементу з водою, у результаті якої утворюються гідрати, абсолютні об'єми яких менше ніж сумарні об'єми безводних мінералів і води, необхідної для гідратації. Контракція пояснюється ущільненням хімічно зв'язаної води, а також води в тонких адсорбційних шарах. Контракція залежить від мінералогічного складу цементу, ступеня гідратації цементу. Контракція веде до збільшення пористості й незначно відображається на об'ємі бетону. Контракційна усадка бетону в 5...10 разів менша за вологісну, пов'язану з його висиханням.

Усадка бетону при зміні його вологості відбувається у дві стадії:

- 1) коли бетонна суміш перебуває в пластичному стані (пластична усадка);
- 2) в міру твердіння і висихання бетону.

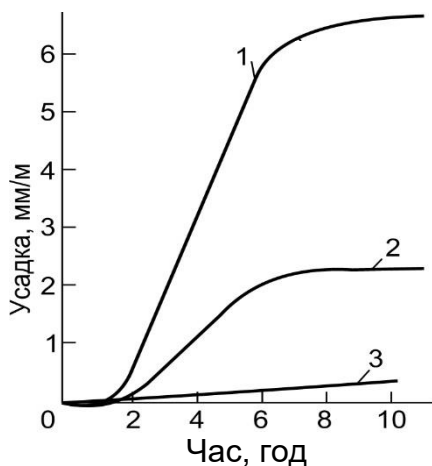


Рис. 2.10. Усадка розчину до тужавлення:

- 1 – зразок обдувається повітрям (5 м/с); 2 – руху повітря немає;
3 – поверхня захищена покривним матеріалом

Пластична або первинна усадка бетону відбувається при виділенні води з бетонної суміші в результаті седиментационного осадження твердих часток, поглинання вологи опалубкою, у дорожніх покриттях - основою, й її випаровування.

Деформації інтенсивно розвиваються відразу після укладання і ущільнення бетонної суміші й загасають уже через 30...90 хв (рис. 2.11). Величина пластичної усадки залежить від складу бетонної суміші й зменшується при зниженні водовмісту бетонної суміші, витрати цементного тіста, застосуванні тонкомелених водоутримуючих добавок, створенні жорсткого "скелета" крупного заповнювача. В умовах сухого жаркого клімату водопотреба збільшується з підвищенням температури бетонної суміші. При неналежному вологісному догляді й підвищеній швидкості випаровування води створюються умови для пластичного тріщиноутворення. Пластична усадка перевищує в 5...10 разів усадку, що розвивається після тужавлення цементу. Вона підсилюється зі збільшенням модуля поверхні конструкцій, зменшенням ступеня армування.

Найбільше позначається на поведінці бетону в конструкціях вологісна або гідравлічна усадка, характерна в міру висихання бетону. Найбільш суттєвим фактором, що визначає цей вид усадки є водовміст бетонної суміші на які впливає В/Ц і витрата цементу (рис. 2.12). 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. Механізм об'ємних змін цементного каменю залежить від вологості середовища.

При низькій вологості середовища капілярні сили стають незначними і усадка викликається випаровуванням міжкристалічної води, а при подальшому сушінні й адсорбційно-зв'язаної води гелю.

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 в сполученні з температурними напруженнями появу тріщин. Усадочні напруження несприятливо впливають на морозостійкість, непроникність, міцність при втомі, викликають втрати попереднього напруження при натягу арматури.

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

$$T = f_t / \varepsilon_{yc}, \quad (2.30)$$

де f_t - міцність зразків на розтяг; ε_{yc} - величина усадочних деформацій до моменту появи тріщин.

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

Для бетонів, до яких пред'являються вимоги по тріщиностійкості, величина усадочних деформацій може нормуватися. Наприклад, для гідротехнічного бетону при відносній вологості повітря 60% і температурі 18°C у віці 28 діб лінійна усадка звичайно допускається не більше 0,3 мм/м ($0,3 \cdot 10^{-3}$), а в 180 діб – 0,7 мм/м ($0,7 \cdot 10^{-3}$).

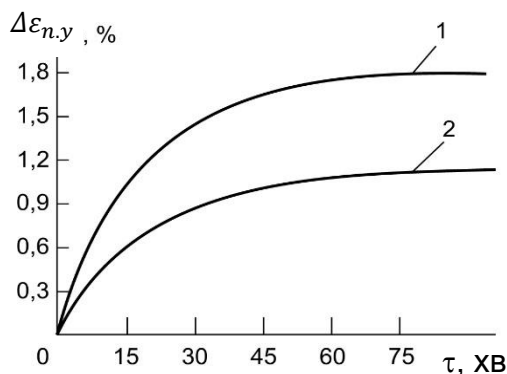


Рис. 2.11. Залежність пластичної усадки $\Delta\varepsilon_{п.у}$ від часу τ , що пройшов з моменту вкладання литої (1) і рухомої (2) суміші

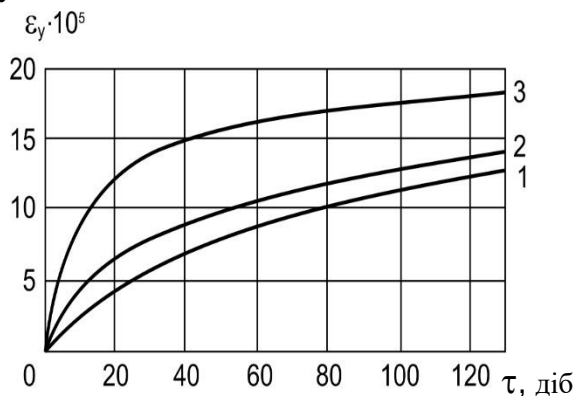


Рис. 2.12. Вплив витрати цементу і водоцементного відношення на усадку бетону трьох складів:

1 – $\rho = 350 \text{ кг/м}^3$, $B/\rho = 0,45$; 2 – $\rho = 450 \text{ кг/м}^3$, $B/\rho = 0,35$; 3 – $\rho = 450 \text{ кг/м}^3$, $B/\rho = 0,45$

Усадку бетону залежно від об'єму введеного заповнювача можна знайти з виразу:

$$\varepsilon_{ус} = \varepsilon_{ус}^{\Pi} (1 - V_{зап})^n, \quad (2,31)$$

де $\varepsilon_{ус}^{\Pi}$ – усадка цементного каменю; $V_{зап}$ – об'ємна частка заповнювача.

Загальна усадка цементного каменю звичайно становить від 3 до 5 мм/м, у бетоні вона коливається в основному від 0,2 до 0,4 мм/м.

На величині усадки бетону позначаються пружні властивості заповнювачів. Зерна заповнювачів, покриті оболонкою цементного каменю, перешкоджають усадці тим більше, чим вище їх модуль деформації. За даними А.М.Невілля до річного віку бетону з використанням в якості заповнювача піщанику мали приблизно в 2 рази більшу усадку ніж на вапняку. Збільшують усадку бетону домішки глинистих часток у заповнювачі.

Відомі емпіричні формули, запропоновані для прогнозування усадки важкого бетону в атмосферних умовах при незмінних розмірах перерізу елементів відрізняються особливостями врахування витрати води й цементу в бетоні, а також їх співвідношення (табл. 2.2). Вирішальним фактором, що визначає усадку бетону, є витрата води. При незмінній витраті води в суміші величина ε_{yc} мало залежить від витрати цементу й Ц/В. Для інженерних розрахунків найбільше простою і зручною є формула (2.33).

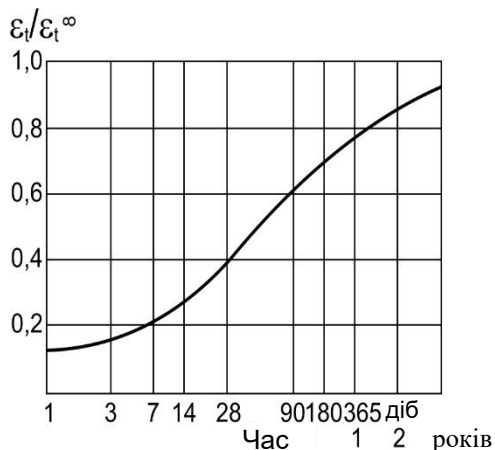


Рис. 2.13. Залежність усадочних деформацій бетону в часі

Таблиця 2.2

Основні розрахункові формули для прогнозування усадки бетону

№ п/п	Формули	Автори
1	$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 0,24B^{3/2} \frac{(1+C/B)^{3/2}}{6+(C/B)^2}, \quad (2.32)$ В - витрата води в л/м³; Ц/В- цементно-водне відношення.	Є. М. Щербаков
2	$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 0,125B\sqrt{B} \quad (2.33)$	Є. М. Щербаков
3	$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = \frac{5B/C}{1+m} (667 + C), \quad (2.34)$ m- масове співвідношення між заповнювачем і цементом.	А. Вельмі
4	$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 5500 \frac{1+B/C}{1+B/C+m} (B/C)^2 \quad (2.35)$	Європейський комітет з бетону (ЄКБ)
5	$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 300[0,7 + 0,15(\frac{C-225}{25} + \frac{B/C-0,4}{0,1})] \quad (2.36)$	С. В. Александровський

За межами області сталої водопотреби бетонних сумішей ($C/V > 1/1,68K_{н.г}$), де $K_{н.г}$ - нормальна густота цементного тіста) витрата води при постійній легкоукладальності повинна коректуватися з урахуванням C/V .

Для обчислення граничної деформації усадки бетону в певній конструкції необхідно крім т.зв. нормативної усадки, що обчислюється по формулах (табл. 2.2) урахувати вплив розмірів елемента (ξ_r) і відносної вологості повітря θ (ξ_θ):

$$\varepsilon_{уc.m} = \varepsilon_{уc} \xi_r \xi_\theta, \quad (2.37)$$

$$\text{де } \xi_r = 0,1035(31 - \bar{r}); \quad \xi_\theta = 1,52[1 - (\frac{\theta}{100})^3].$$

Для бетонів, пропарених при звичайно застосовуваних режимах, у вираз (2.37) ще варто ввести коефіцієнт $\xi_n = 0,9$.

Прогнозування усадочних деформацій у часі може бути виконане з урахуванням типових залежностей (рис. 2.12).

За даними міжнародної федерації по попередньо напруженого бетону (ФП) і Європейського комітету з бетону (ЄКБ) через 7 діб твердіння усадка становить 0,2; 28 діб - 0,4; 180 діб - 0,7; 365 діб - $0,8\varepsilon_{уc.m}^{\square}$.

Для залізобетону усадка ($\varepsilon_{уc.m}^1$) додатково залежить від відсотка конструктивного армування A :

$$\varepsilon_{уc.m}^1 = \varepsilon_{уc.m}(1 - 10A). \quad (2.38)$$

Поряд з 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. 2.14). Більшою мірою усадка за рахунок карбонізації позначається на загальну усадку після висихання бетону й при попеременному зволоженні й висушуванні.

Термічна усадка викликається зниженням температури бетону. Високі перепади температур у літній і зимовий періоди можуть приводити до коливань довжини бетонних виробів до 0,5 мм/м.

Термічну усадку ε_{yc}^T можна розрахувати по формулі:

$$\varepsilon_{yc}^T = K_{т.р} \Delta t, \quad (2.39)$$

де $K_{т.р}$ - коефіцієнт термічного розширення бетону (він коливається від 7 до 14 мкм/м·°C і всередньому приймається 10 мкм/м·°C), Δt - перепад температур.

Термічна усадка може бути причиною тріщиноутворення масивних конструкцій.

Для обмеження термічної усадки знижують екзотермію цементу, температуру суміші при укладанні в опалубку, вибирають заповнювач із високим модулем деформації.

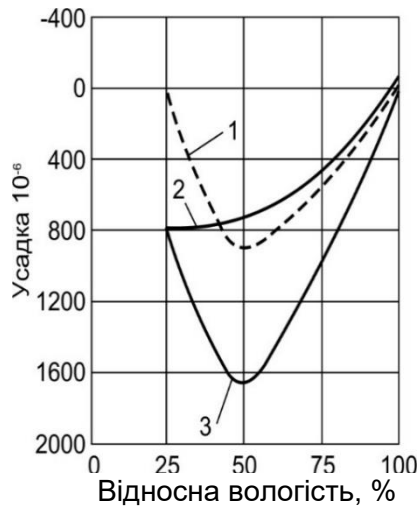


Рис. 2.14. Усадка при висиханні і усадка при карбонізації бетону при різній вологості повітря: 1 – при карбонізації; 2 – при висиханні; 3 – сумарна

3. ДИНАМІЧНА СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ

3.1 Загальні відомості.

При динамічному навантаженні на бетон напруження зростають протягом менше 1 сек. Вони *можуть бути викликані* ударними, вибуховими, пульсуючими, вібраційними, сейсмічними впливами на бетон.

При ударних впливах напруження зростають протягом менше 0,01 сек. при вибухових з більш високою швидкістю.

При дії динамічних навантажень бетон, може вести себе по різному, а саме: витримувати значні напруження, при цьому збільшуючи статичний опір стиску, розтягу та сколюванню, або руйнуватись [28-34].

Вважається, що чим менше тривалість дії динамічних навантажень тим більше перевищує динамічний опір статичний.

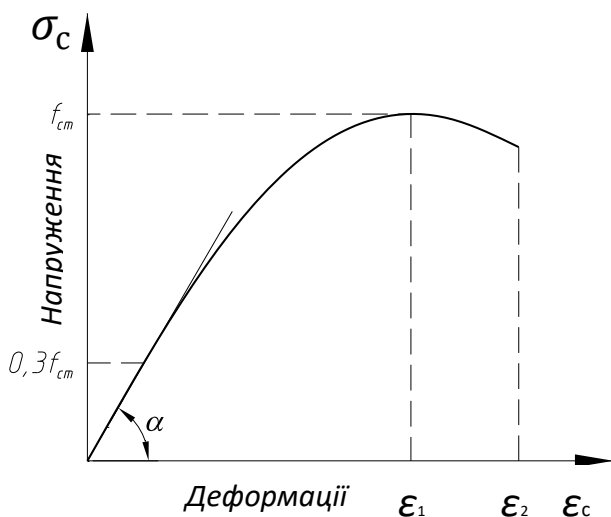
Типові діаграми деформування бетону при статичній та динамічній дії показані на рис.3.1.

Параметри таких діаграм змінюються у залежності від *швидкості навантаження*. При розрахунку конструкцій в умовах динамічної дії навантаження використовують залежність міцності бетону від часу навантаження, або від швидкості наростання напруження або деформацій. Залежність міцності бетону від часу навантаження визначається швидкістю наростання напружень, які визначають за виразом:

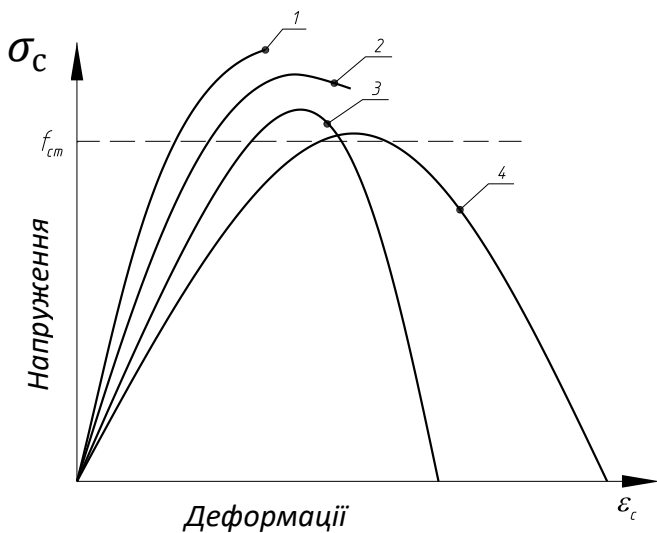
$$\dot{\sigma} = \frac{f_d}{\tau}, \quad (3.1)$$

де $\dot{\sigma}$ – швидкість зростання навантаження, мПа/с; τ – час навантаження, с;

f_d – відповідний розрахунковий опір бетону, мПа.



а)



б)

Рис. 3.1 – Типові діаграми деформування бетону при: а) статичній дії навантаження; б) динамічній дії: 1, 2 - відбулося руйнування зразка; 3, 4 - руйнування не відбулося.

Даний параметр характеризує роботу бетону лише на висхідній ділянці діаграми. При певних режимах динамічного

навантаження спостерігається затримка в руйнуванні, після досягнення максимальних напружень. Це підтверджує наявність низхідної ділянки діаграми деформування бетону (рис. 3.1). Приймаючи швидкість деформування постійною, її можна визначити при відомих граничних деформаціях за формулою:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\tau}, \quad (3.2)$$

де $\dot{\varepsilon}$ – швидкість зростання деформацій, c^{-1} ; τ – тривалість дії навантаження, c ; ε_u – відповідні граничні деформації бетону.

Основними характеристиками бетону при ударних динамічних навантаженнях є тріщиностійкість та ударна витривалість або в'язкість.

Тріщиностійкість визначається здатністю бетону витримувати динамічні навантаження без утворення тріщин. Для фібробетонів прийнято визначати міцнісні характеристики на стандартних зразках не тільки без тріщин, а й за певної ширини їх розкриття.

Під поняттям *ударна в'язкість*, розуміють роботу затрачену на руйнування зразка, віднесену до площі його поперечного перерізу. Площу визначають у місці надрізу. Ударна в'язкість визначається за виразом:

$$K_C = \frac{A}{F}, \quad (3.3)$$

де K_C – ударна в'язкість матеріалу, $Дж/м^2$;

A – робота затрачена на руйнування зразка, $Дж$; F – площа поперечного перерізу зразка, в місці надрізу, $м^2$.

Роботу затрачену на руйнування зразка знаходять використовуючи загально прийняті поняття потенціальної та кінетичної енергії. Ударну в'язкість визначають у залежності від виду напружено-деформованого стану (стиск, розтяг, розколювання). Вона дає змогу оцінити схильність матеріалу до крихкого руйнування в умовах складного напружено-деформованого стану.

До основних міцнісних характеристик бетону при дії динамічних навантажень відносять: динамічну міцність бетону на стиск, розтяг та розколювання.

Міцнісні характеристики бетону при динамічних впливах зв'язані з відповідними його статичними характеристиками, коефіцієнтами динамічності. У загальному коефіцієнти динамічності визначаються за виразами:

$$DEF_c = \frac{f_{cd}}{f_c}, \quad DEF = \frac{f_{td}}{f_t}, \quad (3.4)$$

де DEF_c , DEF – коефіцієнти динамічності при стиску та розтягу, відповідно, f_c , f_t – міцність бетону відповідно на стиск та розтяг при статичній дії навантаження,

f_{cd} , f_{td} – міцність бетону на стиск та розтяг при динамічній дії навантаження, відповідно.

В окремих випадках міцність бетону на розтяг замінюють міцністю бетону на розколювання, яка дозволяє отримувати більш достовірні дані, та значно спростити установки по випробуванню зразків на динамічні дії.

Вибухостійкість бетону прийнято характеризувати двома коефіцієнтами: опору вибуху k_{exp} та опору відколу k_{ch} . Для важкого бетону $C20/25$ $k_{exp}=0,15$ та $k_{ch}=0,45$, а для залізобетону $k_{exp}=0,1$, а $k_{ch}=0,35$. Дані коефіцієнти залежать від багатьох параметрів, найголовніший із яких це – динамічна міцність. Вибухостійкість бетону підвищується, а коефіцієнти приймають менші значення при збільшенні динамічної міцності.

Пробій бетону або проникнення при ударі характеризується коефіцієнтом піддатливості проникненню. Даний коефіцієнт також залежить від багатьох параметрів матеріалу: твердості, міцності, деформативності і густини.

В переважній більшості робіт присвячених роботі бетону при динамічних впливах вказується на залежність його основних механічних параметрів від часу або швидкості дії навантаження, а також виду напружено-деформованого стану.

3.2 Міцнісні та деформаційні характеристики бетону на стиск, розтяг та розколювання при динамічному впливі.

На основі великої кількості досліджень, залежності коефіцієнтів динамічності при стиску та розтягу в діапазоні швидкостей $30 \times 10^{-6} - 300 \text{ с}^{-1}$ запропоновані у ЕКБ ФІБ. При стиску вони описуються наступною системою рівнянь:

$$\left\{ \begin{array}{l} DEF_c = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{sc}} \right)^{1,026\alpha_s} \quad \text{при} \quad 30 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq 30 \text{ с}^{-1}; \\ DEF_c = \gamma_s \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{sc}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{при} \quad 30 \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 \text{ с}^{-1}, \end{array} \right. \quad (3.5)$$

де

$$\alpha_s = \frac{1}{5+9f_c/f_{c0}}, \quad (3.7)$$

$$\gamma_s = 10^{(6,15\alpha_s-2)}. \quad (3.8)$$

У виразах (3.5 – 3.8): $\dot{\varepsilon}$ – швидкість зростання деформацій, с^{-1} ; f_c – міцність бетону на стиск при статичній дії навантаження, МПа ; $f_{c0}=10 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{sc} = 30 \times 10^{-6} \text{ с}^{-1}$.

Аналогічні вирази при розтязі мають наступний вигляд

$$\left\{ \begin{array}{l} DEF = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{st}} \right)^{1,016\delta_s} \quad \text{при} \quad 3 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq 30 \text{ с}^{-1}; \\ DEF = \beta_s \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{st}} \right)^{1/3} \quad \text{при} \quad 30 \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 \text{ с}^{-1}, \end{array} \right. \quad (3.9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} DEF = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{st}} \right)^{1,016\delta_s} \quad \text{при} \quad 3 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq 30 \text{ с}^{-1}; \\ DEF = \beta_s \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{st}} \right)^{1/3} \quad \text{при} \quad 30 \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 \text{ с}^{-1}, \end{array} \right. \quad (3.10)$$

де

$$\delta_s = \frac{1}{10+6f_{ct}/f_{c0}}, \quad (3.11)$$

$$\beta_s = 10^{(7,112\delta_s - 2,33)}. \quad (3.12)$$

У виразах (3 – 3.12): f_{ct} – міцність бетону на розтяг при статичній дії навантаження, МПа; $\dot{\varepsilon}_{st} = 3 \times 10^{-6} \text{ c}^{-1}$.

На рис. 3.2 проілюстровано залежність коефіцієнта динамічності при стиску за виразами (3.5, 3.6) для різних класів бетону.

Розглянуті залежності вказують на те, що бетони низької міцності мають більші коефіцієнти динамічного зміцнення порівняно з високоміцними. Цей висновок відповідає уявленням про роботу пластичних матеріалів, та додатково підтверджує тезу, про те, що пластичні матеріали значно краще працюють на динамічні впливи, ніж пружні. Саме тому при використанні високоміцних бетонів доцільно вводити компоненти, що підвищують їх в'язкість. До таких компонентів відноситься фібра

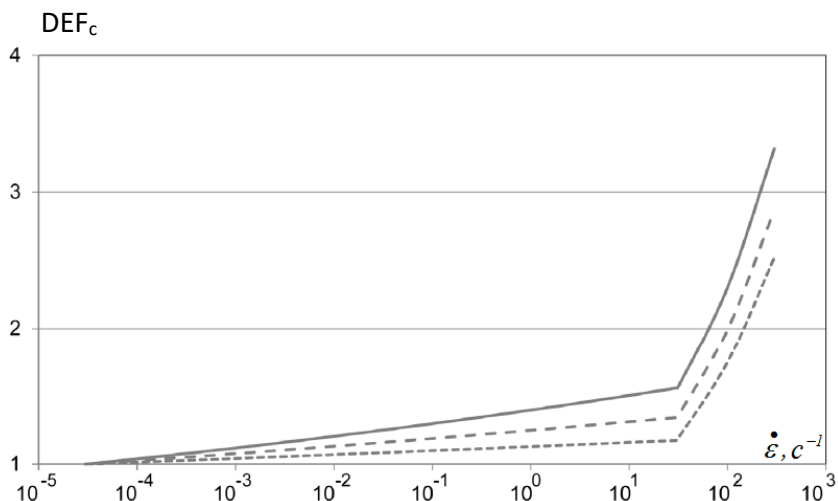


Рис. 3.2 – Залежність коефіцієнта динамічності важкого бетону при стиску від швидкості деформування за виразами (3.5, 3.6):

— $f_c = 30 \text{ МПа}$; - - $f_c = 48 \text{ МПа}$; - · - $f_c = 92 \text{ МПа}$.

Коефіцієнт динамічного зміцнення також прийнято встановлювати у залежності від часу навантаження. Зокрема, Баженов Ю.М. пропонує наступну залежність для визначення коефіцієнта динамічності при стиску, яка справедлива у діапазоні часу $\tau = 1 \div 2000$ мкс

$$DEF_c = 1,58 - 0,35 \lg \tau + 0,07(\lg \tau)^2, \quad (3.13)$$

де τ – час навантаження, мкс,

Коефіцієнт динамічності при розтягуванні має аналогічний вираз, але значення дещо менші

$$DEF = 1,42 - 0,15 \lg \tau + 0,01(\lg \tau)^2, \quad (3.14)$$

Коефіцієнт динамічності при зрізі, у залежності від часу навантаження встановлюється за формулою

$$DEF_r = 1,42 - 0,14 \lg \tau + 0,01(\lg \tau)^2. \quad (3.15)$$

У результаті статистичної обробки значної кількості експериментальних даних, рекомендовані наступні залежності:

- для ударного стиску

$$\begin{cases} DEF_c = 1,212 + 0,0424 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \times 10^{-5} \leq \dot{\varepsilon} \leq 1 \text{ с}^{-1}; \\ DEF_c = 1,212 + 0,044 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \leq \dot{\varepsilon} \leq 10^2 \text{ с}^{-1}, \end{cases} \quad (3.16)$$

- для ударного розтягу

$$\begin{cases} DEF = 1,9 + 0,18 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \times 10^{-5} \leq \dot{\varepsilon} \leq 1 \text{ с}^{-1}; \\ DEF = 1,9 + 2,582 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \leq \dot{\varepsilon} \leq 10^2 \text{ с}^{-1}. \end{cases} \quad (3.17)$$

Баженов Ю.М., розглядаючи процеси деформування бетонів при динамічних навантаженнях вказує на незалежність граничних деформацій бетону від швидкості навантаження. Саме тому він пропонує вирази коефіцієнтів динамічності встановлювати від часу навантаження, а не від швидкості деформування.

До аналогічного висновку приходить Кузнецов В.С., який вказує на те що при динамічних навантаженнях значення

граничних деформацій бетону ε_{cl} та ε_{cu} , практично не відрізняються від значень отриманих при статичних навантаженнях.

Дослідження вказують на можливість описання параметрів деформування при динамічних навантаженнях і безпосередньо діаграм роботи бетону, які враховують вплив поздовжнього та непрямого армування

$$\sigma_c = f_{c,d} \frac{k_1 \eta + (k_2 - 1) \eta^2}{1 + (k_1 - 2) \eta + k_2 \eta^2}, \quad (3.18)$$

де $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cs1,d}}$ – величина відносних деформацій бетону; $f_{c,d}$ – динамічна міцність бетону;

k_1, k_2 – коефіцієнти, які враховують вплив поперечного армування та швидкості деформування на зміну форми діаграми бетону:

$$k_1 = \frac{E_c \varepsilon_{cs1,d}}{f_{c,d}}, \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{cs1,d} = \varepsilon_{c,d} (1 + 0,4q), \quad (3.20)$$

де $\varepsilon_{cs1,d}$ – граничні деформації армованого бетону при максимальних значеннях напружень; q – коефіцієнт, що враховує вплив поперечного армування на форму діаграми бетону:

$$q = \left(1,4 \frac{A_{c1}}{A_c} - 0,45 \right) \frac{(S_0/S) - 1}{1 + 0,0028/\rho}, \quad (3.21)$$

де A_c – загальна площа бетону; A_{c1} – площа стиснутого бетону, обмеженого арматурою;

S – крок поперечної арматури; S_0 – коефіцієнт, що дорівнює подвоєній товщині елемента; $\rho = \frac{A_{sw}}{b \times s}$.

$$\begin{cases} f_{c,d} = f_c(1,38 + 0,08 \lg \dot{\varepsilon}) & \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} \text{ с}^{-1}, \\ f_{c,d} = f_c(1,14 + 0,03 \lg \dot{\varepsilon}) & \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} \text{ с}^{-1}; \end{cases} \quad (3.22)$$

Коефіцієнти динамічного зміцнення при розтягуванні для фібробетону із сталюю фіброю приведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Значення коефіцієнтів динамічності сталеві фібробетону при динамічному розтягуванні

№ п/п	Час навантаження, τ , мсек	Сталеві фібробетон при марці бетону, DEF				Бетон, DEF
		300	400	500	600	
1	9	1,322	1,317	1,315	1,313	1,286
2	7	1,345	1,340	1,337	1,335	1,300
3	5	1,377	1,372	1,369	1,367	1,320
4	3	1,431	1,424	1,421	1,418	1,351
5	1	1,563	1,554	1,550	1,547	1,420

Коефіцієнт динамічного зміцнення арматури визначають у залежності від швидкості деформування арматурного стрижня за графіком показаним на рис. 3.3, яку приймають, як середню за період її пружної роботи

$$\dot{\varepsilon} = \frac{f_{y,d}}{E_s \times \tau} = \frac{DEF_s \times f_y}{E_s \times \tau}, \quad (3.22)$$

де $f_{y,d}$ – динамічна границя міцності арматури, f_y – границя міцності (текучості) арматури; E_s – модуль деформацій арматури, τ – час пружного деформування.

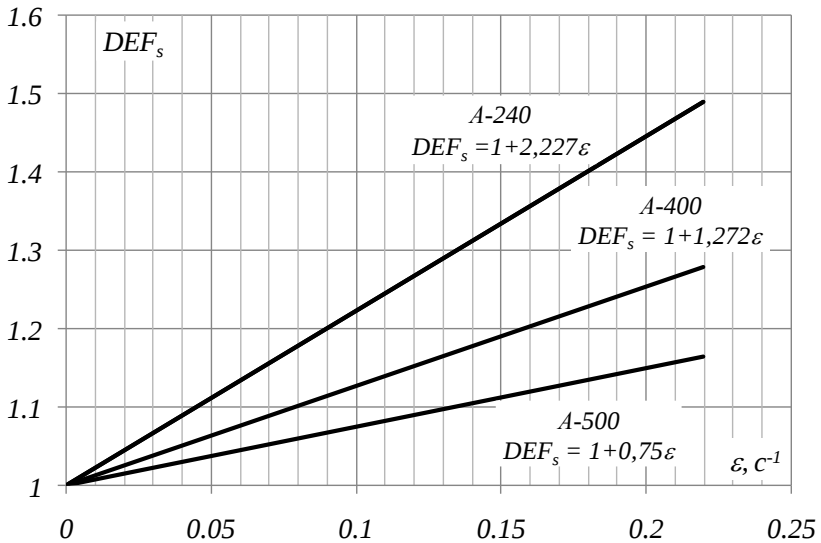


Рис. 3.3– Залежність коефіцієнта зміцнення арматурної сталі у залежності від швидкості деформацій

Розглянуті вирази динамічних параметрів бетонів мають доволі великий діапазон значень, який виникає у наслідок багатьох факторів. У першу чергу, це різні методики випробувань та різна точність вимірювального лабораторного обладнання, різні розміри зразків та температурно-вологісні умови, різні заповнювачі та в'язучі, з яких виготовлявся бетон і т.д.

При статичних навантаженнях загальновідомі формули Коші, які дозволяють із достатньою точністю встановлювати значення міцності бетону при різного роду деформування, у залежності від міцності на стиск:

- міцність на розтяг при згині $0,08(10f_c)^{2/3}$;
- міцність при розколюванні $0,055(10f_c)^{2/3}$;
- міцність на осьовий розтяг $0,046(10f_c)^{2/3}$;
- міцність при зрізі $0,093(10f_c)^{2/3}$;
- міцність при сколюванні $0,0162(10f_c)^{2/3}$.

Узагальнюючи вищенаведені вирази, запропонуємо вираз для визначення міцності бетону на розтяг у вигляді

$$f_t = k(10f_c)^{2/3}, \quad (3.23)$$

де k – коефіцієнт, який залежить від виду бетону, вмісту фібри, крупності заповнювача і т.д.

Сформулюємо гіпотезу про справедливість формули Коші записаної у вигляді (3.28) при динамічних навантаженнях. Таким чином можна записати

$$f_{t,d} = K(f_{c,d}) = k(10f_{c,d})^{2/3}, \quad (3.24)$$

де $f_{t,d}$ – міцність бетону на розтяг при дії динамічних навантажень, $f_{c,d}$ – міцність бетону на стиск при дії динамічних навантажень.

Динамічна міцність бетону при стиску виражається залежністю

$$f_{c,d} = f_c \times DEF_c, \quad (3.25)$$

де f_c – міцність бетону на стиск при статичному навантаженні, DEF_c – коефіцієнт динамічного зміцнення при стисканні.

Підставимо формулу (3.24) у вираз (3.26), та виконаємо нескладні перетворення

$$f_{t,d} = k(10f_c \times DEF_c)^{2/3} = k(10f_c)^{2/3} DEF_c^{2/3}. \quad (3.26)$$

З урахуванням виразу (3.26) отримаємо

$$f_{t,d} = f_t \times DEF_c^{2/3}. \quad (3.27)$$

Виразимо динамічну міцність бетону при розтязі

$$f_{t,d} = f_t \times DEF, \quad (3.28)$$

де f_t – міцність бетону на розтяг при статичному навантаженні, DEF – коефіцієнт динамічного зміцнення при розтязі.

Остаточно прирівнявши наведені вище вирази, отримаємо значення коефіцієнта динамічності при розтязі у залежності від його значення при стиску

$$DEF = DEF_c^{2/3}. \quad (3.29)$$

Аналогічний вираз можна отримати для опору на зріз та розколювання. Для цих видів деформацій він буде однаковим. Це дає можливість отримувати динамічні характеристики лише за певного виду деформування, з використанням простих лабораторних установок.

Значення коефіцієнтів динамічності важкого бетону при дії різних видів напружень приведено на рис. 3.4.

Основна перевага запропонованого методу полягає в тому, що відпадає необхідність у визначенні емпіричного коефіцієнту κ , який залежить від багатьох параметрів і може мати різні значення, навіть, при одному виді бетону.

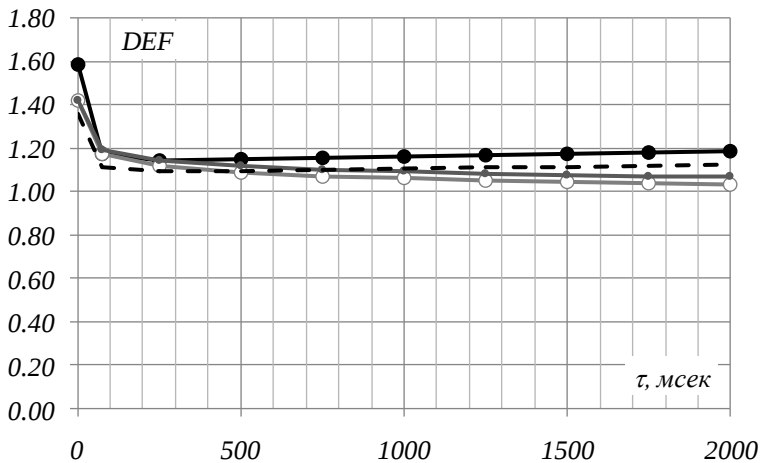


Рис. 3.4 – Коефіцієнти динамічності для важкого бетону:

- — коефіцієнт динамічності при стиску;
- — коефіцієнт динамічності при розтягуванні;
- — коефіцієнт динамічності при розколюванні;
- — коефіцієнт динамічності при розтязі за виразом (3.29).

В результаті проведених експериментальних досліджень були встановлені коефіцієнти динамічності при стиску і розтязі бетонів і сталевібробетонів різних класів за міцністю при стиску (табл. 3.2).

Динамічна міцність високоміцних дрібнозернистих бетонів виявилася дещо більшою, ніж важких високоміцних

бетонів. Для звичайних бетонів із підвищенням міцності коефіцієнти динамічності зменшуються. Але для фібробетонів, такого не відбувається.

Таблиця 3.2 – Експериментальні значення коефіцієнтів динамічності.

№	Вид бетону	Вік бетону, діб	Коефіцієнт динамічності при стиску DEF_c	Коефіцієнт динамічності при розтязі DEF	Час удару, с
1	Важкий бетон C25	1	1.268	1.17	0.021
2		7	1.219	1.14	0.023
3		28	1.177	1.11	0.023
4	Важкий бетон C60	1	1.079	1.05	0.009
5		7	1.143	1.09	0.025
6		28	1.076	1.05	0.015
7	Важкий бетон C100	1	0.984	0.99	0.021
8		7	0.885	0.92	0.015
9		28	0.885	0.92	0.016
10	Дрібнозернистий бетон C80	1	1.118	1.08	0.021
11		7	1.143	1.09	0.037
12		28	1.139	1.09	0.009
13	Сталефібробетон C25	1	5.280	1.29	0.023
14		7	7.215	1.16	0.028
15		28	7.343	1.04	0.028

Продовження таблиці 3.2

№	Вид бетону	Вік бетону, діб	Коефіцієнт динамічності при стиску DEF_c	Коефіцієнт динамічності при розтязі DEF	Час удару, с
16	Сталефібробетон C60	1	5.280	1.43	0.015
17		7	7.215	1.35	0.022
18		28	7.343	1.46	0.015
19	Сталефібробетон C100	1	5.280	1.25	0.009
20		7	7.215	2.04	0.037
21		28	7.343	2.24	0.037
19	Дрібнозернистий сталефібробетон C80	1	5.280	3.03	0.021
20		7	7.215	3.73	0.037
21		28	7.343	3.78	0.038

Фібра надає в'язкість бетону, що значно покращує його динамічні властивості. При цьому тріщина у бетоні в фібробетонних зразках, з'являється ще на початкових стадіях. Далі вона починає розкриватися, і може мати суттєві значення при цьому зразок ще буде сприймати певне навантаження. Тому в окремих дослідях доволі складно встановити процес руйнування фібробетонних зразків.

На рис.3.5 показана залежність коефіцієнта динамічності з часом. Наростання міцності важкого бетону призводить до проявлення пружних властивостей, а відповідно і зменшення коефіцієнта динамічності. Найбільший приріст напружень відповідає дрібнозернистим фібробетонам, а для важких бетонів він найменший.

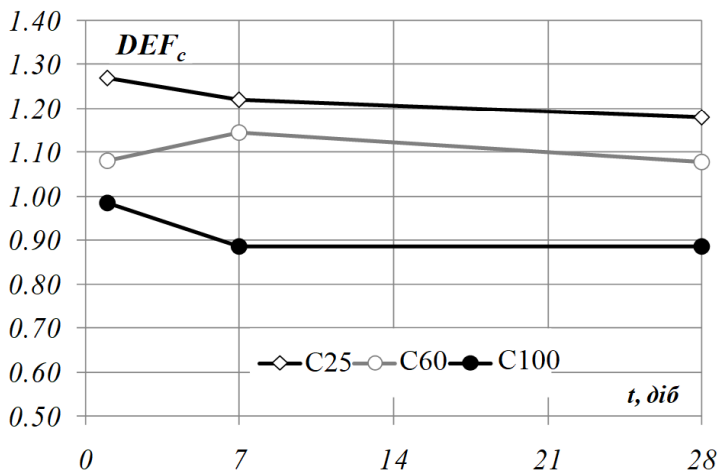


Рис. 3.5 – Залежність коефіцієнта динамічності від тривалості твердіння для важкого бетону.

Залежність граничних деформацій $\varepsilon_{cl,d}$ та $\varepsilon_{cu,d}$ при динамічних впливах від їх швидкості зростання для важкого бетону проілюстрована на рис.3.6.

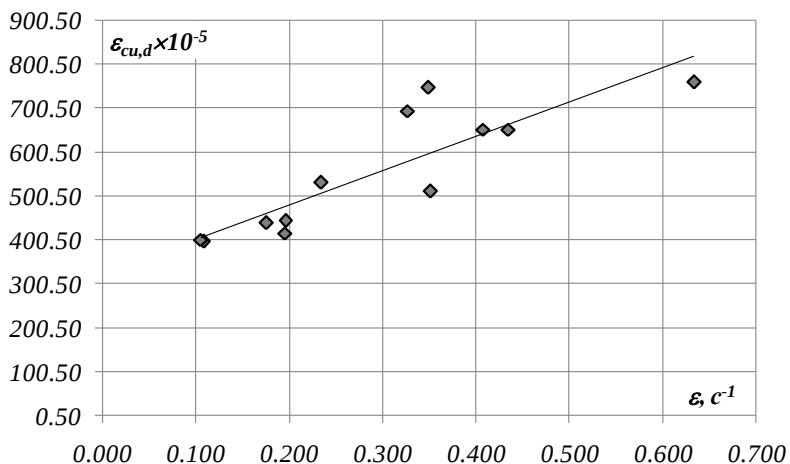


Рис. 3.6 – Залежність граничних деформацій $\varepsilon_{cu,d}$ від швидкості наростання деформацій для важкого бетону.

3.3 Методи дослідження бетонів при динамічних навантаженнях

Обладнання для проведення динамічних навантажень можна класифікувати за енергетичним принципом на декілька основних груп:

- механічні установки різної дії (вертикальні, маятникового типу та ротаційні);
- установки гарматного типу (газові гармати, порохові, балістичні ударні труби);
- установки гідравлічного типу.

Вибір типу установки визначається конкретними задачами дослідження у залежності від необхідних параметрів: діапазону швидкостей, швидкості зміни деформацій та напружень.

Найбільш простими установками для ударних випробувань є вертикальні копри з падаючим вантажем (рис. 3.7, 3.8).



Рис. 3.7 – Загальний вигляд установки для динамічних випробувань бетону.

Вони дозволяють проводити експериментальні дослідження на стиск, розтяг розколювання та згин. Швидкість деформування дослідних зразків в таких установках сягає значень 10^2 с^{-1} . Вона визначається швидкістю падіння вантажу і, як правило, не перевищує 5-10 м/с.

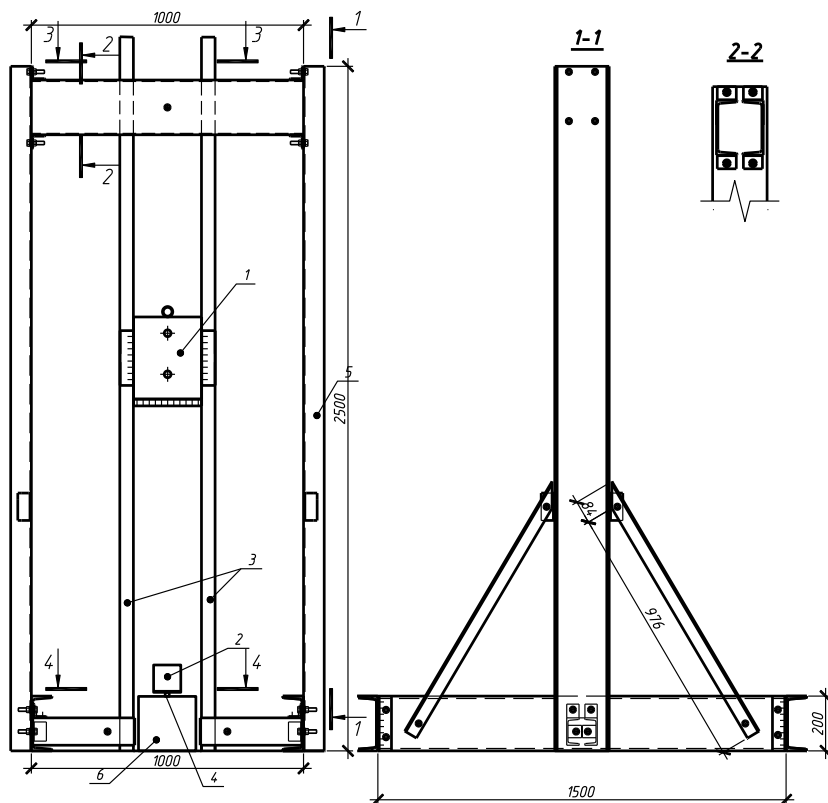


Рис. 3.8 – Конструкція установки для проведення випробувань динамічних властивостей бетону:

- 1 – ударний бойок; 2 – експериментальний зразок бетону;
- 3 – направляючі стійки; 4 – пристрій, що створює тиск;
- 5 – утримуюча рама; 6 – металева станина.

Доволі розповсюджені маятникові копри (рис. 3.9), які також, мають просту конструкцію, зручні в експлуатації. Вони використовуються при випробуваннях на згин і на розтяг. Для створення більш високих швидкостей використовують спеціальні типи копрів. Ротаційні копри дозволяють проводити дослід на ударний згин і ударне сколювання, яке полягає у руйнування зразка маховиками, із великою швидкістю обертання. Пневматичні копри використовують енергію стиснутого повітря, та дозволяють проводити дослід на ударний стиск, розтяг та згин, а також динамічну стійкість при поздовжньому ударі. У ротаційних та пневматичних копрах швидкість може сягати 300 м/с. У спеціальних високошвидкісних копрах, початкова швидкість сягає 300-800 м/с. У копрах такого типу кулі влучаючи у пулеприймач, що зв'язаний із експериментальним зразком, визивають розтяг зразка, який деформується і розривається із високою швидкістю наростання деформацій.



Рис. 3.9 – Загальний вигляд маятникового копри МК-30А

Зразки на копрах доводять до руйнування за тисячні та десятитисячні долі секунди, у режимі жорсткого навантаження. Матеріал працює в умовах наростаючих напружень. На копрах, як правило, реєструють енергетичну характеристику матеріалу – роботу руйнування, для зразків заданих розмірів та форми. В окремих випадках визначають інші характеристики: динамічну міцність, деформації в процесі руйнування, час руйнування і т.д.

Установки, які дозволяють встановлювати залежності характеристик матеріалу від режиму динамічного навантаження при різних напружено-деформованих станах, можна умовно поділити на дві групи:

- установки, які дозволяють проводити дослідження за плавного наростання напружень або при постійному динамічно прикладеному напруженні;
- установки, які дають змогу проводити випробування при складних режимах навантажень.

В установках першого типу навантаження може створюватися з допомогою стиснутого повітря, пружинних, порохових або гідравлічних устаткувань. Пневмодинамічні установки із застосуванням стиснутого повітря, мають дві принципові схеми: з рухомою мембраною (для випробування зразків з малими деформаціями) та поршневу (для випробування зразків з великими деформаціями). Порохові установки за принципом дії схожі на пневмодинамічні, із тією різницею, що тиск у робочому циліндрі в них створюється пороховими газами, які виникають у наслідок горіння пороху. У пружинних установках деформування зразка відбувається під дією вистрілу стиснутої пружини. Установки другої групи в основному – пневмодинамічні. Вони схожі на установки, які відносяться до першої групи, однак циліндри, в які нагнітається повітря або газ, мають швидко діючі клапани, або мембрани. Ці мембрани та клапани управляються єдиною електронною системою, яка дозволяє відкривати їх у будь-який момент і тим самим змінювати режими навантаження.

4. ТЕПЛОВИДІЛЕННЯ І СТІЙКІСТЬ ДО ТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ. ВОДОНЕПРОНИКНІСТЬ БЕТОНУ

4.1 Тепловиділення і температуростійкість бетону

Температурний фактор впливає на формування і зміну властивостей бетону [35-44]. Підвищення температури при твердінні прискорює хімічні реакції гідратації, що позитивно впливає на ріст міцності бетону. Різке прискорення процесів твердіння бетонів настає при температурах 70...95° С і особливо при 170...200° С. Однак при недостатній кількості води в бетоні вплив підвищених температур сповільнює процес гідратації, знижує міцність бетонів. При повному випаровуванні води процес твердіння припиняється. Позитивний вплив підвищених температур на швидкість твердіння бетонів обумовлює широке застосування в технології залізобетонних конструкцій тепловологісної обробки. Бетон нагрівають за допомогою пари, електроенергії, інфрачервоних променів і ін. При температурах більше 100° С тепловологісну обробку ведуть в автоклавах і спеціальних герметичних формах.

Реакції твердіння бетону є екзотермічними. В практиці проведення бетонних робіт і виготовлення бетонних та залізобетонних конструкцій приходится 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.

Нормоване допустиме значення тепловиділення в кДж/м³ можна знайти за формулою:

$$Q = \frac{C\rho_{\delta}}{K}(t_{кр} - t_o), \quad (4.1)$$

де С - питома теплоємність кДж/м³ °С;

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

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

t_o – початкова температура укладання.

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

$$t_{кр} = t_{річ} + \Delta t, \quad (4.2)$$

де Δt – допустиме перевищення критичної температури, над середньорічною.

Наприклад, при $\Delta t = 20^\circ \text{C}$, $t_{річ} = 5^\circ \text{C}$, $C_{р6} = 2318 \text{ кДж/м}^3 \cdot \text{град}$; ($C = 0,966 \text{ кДж/м}^3 \cdot \text{град}$; $\rho_6 = 2400 \text{ кг/м}^3$; $t_{кр} = 25^\circ \text{C}$); $K = 0,8$; $t_0 = 8^\circ \text{C}$ максимально припустиме значення тепловиділення:

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

Експериментальне визначення тепловиділення бетонів здійснюється в *калориметрах* термосного, адіабатичного або ізотермічного типів.

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

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

$$Q_7 = 0,83q_7 (t + 22,30K), \quad (4.3)$$

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

OK – осадка конуса бетонної суміші;

Π – витрата цементу в кг/м^3 .

Цією формулою рекомендується користуватися в межах наступних значень Π і OK :

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

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

$$Q_\tau = q_\tau \Pi, \quad (4.4)$$

де q_τ – питоме тепловиділення цементу у віці τ діб.

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

$$q_\tau = a_\tau C_3 S + v_\tau C_2 S + c_\tau C_3 A + d_\tau C_4 AF, \quad (4.5)$$

де $C_3 S$, $C_2 S$, $C_3 A$, $C_4 AF$ – розрахунковий вміст відповідних мінералів, %;

a_τ , v_τ , c_τ , d_τ – ефекти впливу окремих мінералів на тепловиділення цементу для тривалості твердіння τ доби (табл. 4.1).

Залежність (4.4) використовується при розрахунку теплового балансу для термосного витримування бетону. При витраті цементу, наприклад, 300 кг/м^3 і осадці конуса 2 см за формулою (4.4) $Q_\tau = 286 q_\tau$, за формулою (4.5) $Q_\tau = 300 q_\tau$, тобто відхилення не перевищує 5%.

Таблиця 4.1

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

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

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

$$Q_\tau = 0,00097 q_{28} (B / C)^{0,44} t_6 \tau. \quad (4.6)$$

Для практичних розрахунків по цій формулі побудована номограма (рис. 4.1).

Формулу (4.6) можливо використовувати для оцінки тепловиділення цементу і бетону в процесі пропарювання при t_6 50-90° С. Уже за перші 3...4 год пропарювання бетону виділяється близько 20% усього тепла, що витрачається на нагрівання виробів, і воно повинно враховуватися при теплотехнічних розрахунках. Недоліками формули (4.6) є необхідність знання 28-добового тепловиділення цементу і неврахування особливостей тепловиділення різних видів цементу при нагріванні.

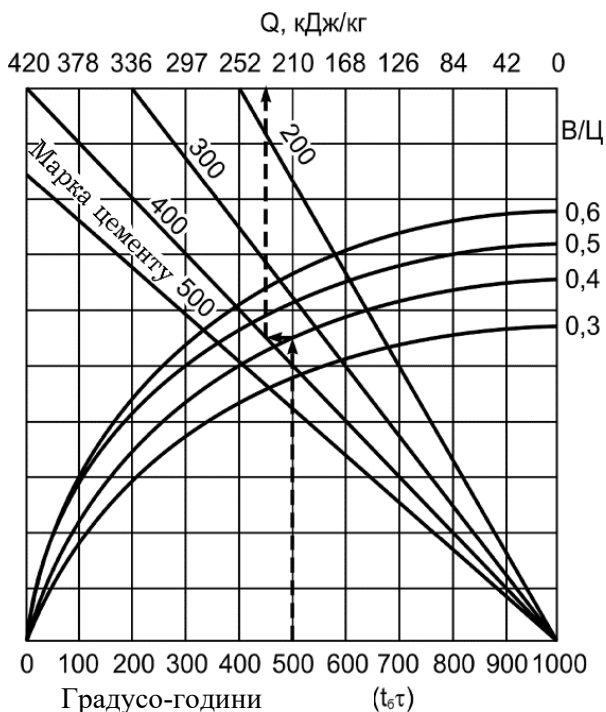


Рис. 4.1. Номограма для визначення тепловиділення бетону, виготовленого на портландцементі, при тепловій обробці

При розрахунках тепловиділення бетону в масивах і при зимовому бетонуванні зручне використання усереднених експериментальних даних з питомого тепловиділення різних видів цементу залежно від температури і тривалості твердіння (табл. 4.2) бетону.

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

Таблиця 4.2

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

Темпе- ратура °C	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 K ₂ CO ₃	3+7	2,5	6,3	9,6	22,6	33,1	36	45,2
		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
Швидкотверднучий портландцемент									
-10	CaCl ₂ + NaCl	3+7	10,5	20,9	22,6	60,3	82,5	90,9	108,4
	K ₂ CO ₃	10	10,9	23,7	40,6	78,7	112,2	126,4	145,7
	NaNO ₂	10	—	—	5,9	36,8	68,7	82,1	105,9
20	без добавки	-	137, 3	212, 7	257, 9	310, 7	335, 8	345, 4	357,2

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

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

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

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

Нагрівання в інтервалі 200...400° С приводить до поступового зниження міцності цементного каменю і бетону (рис. 4.2) через дегідратацію в основному гідроалюмінатів, а також розпаду і перекристалізації гідросульфоалюмінатів кальцію. При нагріванні понад 300° С порушується структура цементного каменю і бетону в результаті розходження деформацій гідратних продуктів цементного каменю і непрогідратованих зерен цементу. При 500...600° С йде розкладання гідратних новоутворень і дегідратація $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – продукту гідролізу клінкерних мінералів, переважно трикальцієвого силікату, що сприяє подальшому зниженню міцності цементного каменю.

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

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

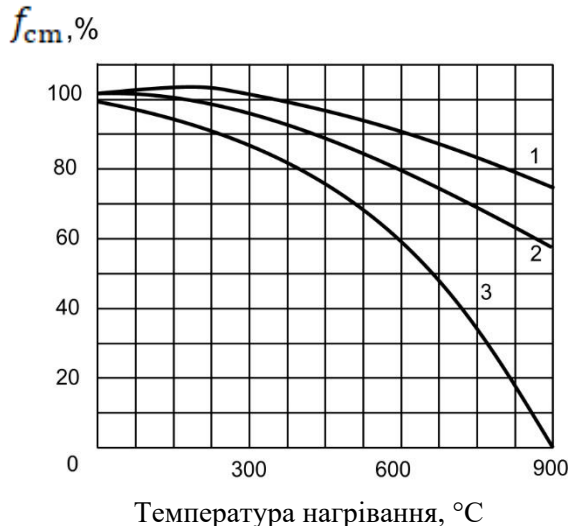


Рис. 4.2. Вплив температури на міцність бетону:

1 – портландцемент 70% + трепел 30%;

2 – портландцемент 70% + пемза 30%;

3 – портландцемент

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

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

вводять у бетонні суміші зазвичай, коли максимальна температура служби бетону перевищує 350°C , кількість їх призначається, як правило, не менше 30% маси змішаного в'язучого, що складає $100\ldots150\text{ кг/м}^3$ і збільшується при застосуванні чистоклінкерного портландцементу і підвищенні температури експлуатації бетону.

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

Звичайні заповнювачі використовують при температурі до 200°C . Вапняки та доломіти, що широко застосовуються як заповнювачі для важкого бетону, починають розкладатися приблизно при 600°C . Вибір заповнювачів для жаростійких бетонів залежить від максимальної температури їх експлуатації. Заповнювачі з таких вилитих вивержених порід, як андезити, діабазы, базальти, вулканічні туфи, пемза, що не містять вільного кварцу, при введенні в бетонні суміші тонкомелених добавок можуть використовуватися в умовах температури до $700\ldots800^{\circ}\text{C}$. У такому ж діапазоні температури використовуються доменні відвальні шлаки, що не розпадаються, з модулем основності не більше 1, а також паливні шлаки і бій звичайної глиняної цегли.

Важливим показником тріщиностійкості жаростійких бетонів є *усадка*. Вона зумовлена в основному усадкою цементного каменю, яка зростає не тільки зі збільшенням водоцементного відношення, а й з підвищенням температури нагріву. Усадка бетонів при сушінні становить $0,04\ldots0,07\%$. При $800\ldots1100^{\circ}\text{C}$ лінійна усадка жаростійкого бетону зростає до $0,2\ldots0,7\%$. Величина усадки збільшується з підвищенням витрат цементу та тонкомеленої добавки.

Здатність бетону протидіяти, не руйнуючись, спільній дії механічного експлуатаційного навантаження і термічних напружень при певній кількості циклів нагрівання і

охолодження або при визначеному температурному градієнті, називають *термостійкістю*. Вимоги до термостійкості бетону і залізобетонних конструкцій залежать від їх призначення, конкретних умов експлуатації.

Термічна стійкість бетону, що характеризується кількістю циклів нагрівання і охолодження до певного зниження міцності, лінійно зв'язана з його коефіцієнтом термічного розширення (к.т.р.) (рис. 4.3). Для цементного каменю величина к.т.р. знаходиться в межах від 10×10^{-6} до $18,3 \times 10^{-6}$ на 1°C . Зі збільшенням вмісту заповнювача цей показник зменшується. Нижче приведена за даними А.М. Невіля зміна величини к.т.р. для цементно-піщаного розчину:

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

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

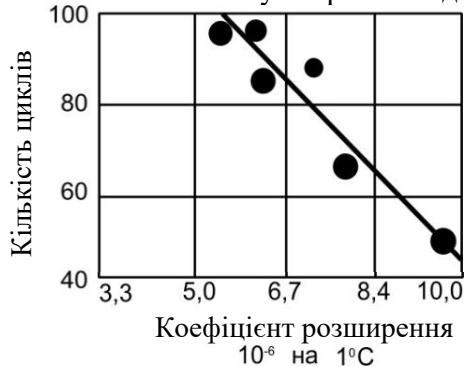


Рис. 4.3. Залежність між коефіцієнтом лінійного термічного розширення бетону і кількістю циклів нагрівання і охолодження, необхідних для зниження величини границі міцності при згині на 75%

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

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

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

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

конструкціях утворюються наскрізні тріщини, через які проникають продукти горіння та полум'я.

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

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

4.2 Морозостійкість бетону

Морозостійкість бетону – здатність його зберігати міцність та експлуатаційну надійність при дії попереминого заморожування та відтавання у насиченому водою стані.

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

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

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

Капілярні пори є головним дефектом структури цементного каменю, з яким однозначно зв'язана морозостійкість бетону.

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

Величину капілярної пористості бетону рекомендовано розраховувати за формулою:

$$P_k = \frac{B - 0,5\alpha C}{1000}, \quad (4.7)$$

де α – ступінь гідратації цементу;

B – витрата води, кг/м^3 ;

C – витрата цементу, кг/м^3 .

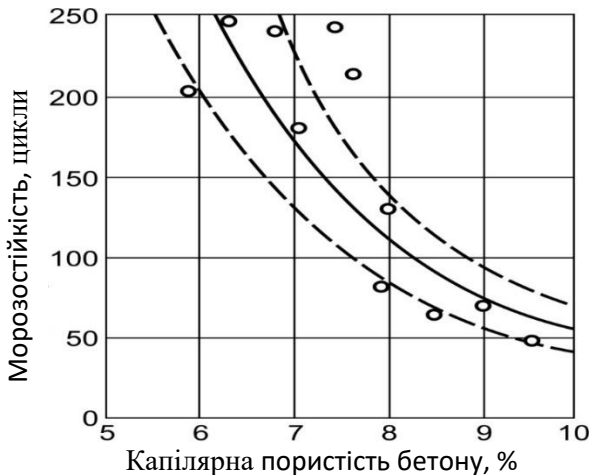


Рис. 4.4. Залежність морозостійкості бетону від капілярної пористості (за Г.І. Горчаковим)

Для бетону нормального твердіння, виготовленого на стандартних матеріалах, Г.І. Горчаковим запропонована залежність (рис.4.4.) виду:

$$F = K (P_{\text{поч}} - P_{\text{к}})^n, \quad (4.8)$$

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

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

$P_{\text{к}}$ – капілярна пористість у %.

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

$$F = K(14 - P_{\text{к}})^{2,7}. \quad (4.9)$$

Вода в більшості капілярних пор замерзає при температурі до -15°C . При подальшому зниженні температури відбувається замерзання води в більш тонких порах і при температурі $-70...-80^{\circ}\text{C}$ практично вся порова вода знаходиться в замерзломому стані, виключаючи воду, що заповнює дрібні гелеві пори і адсорбовану на стінках капілярних пор. Порівняльне визначення морозостійкості бетону заморожуванням при -17 і -50°C показало, що руйнування бетону у другому випадку прискорюється в 6-10 разів. Прискорення руйнування бетону за низьких температур враховується при призначенні марки бетону за морозостійкістю (табл. 4.3).

Об'єм відкритих капілярних пор, які визначають кількість води, що замерзає, і морозостійкість бетону, залежать від водоцементного відношення (В/Ц) і ступеня гідратації цементу. Зі збільшенням В/Ц зростає як загальний об'єм відкритих пор, так і їх середній розмір, що також негативно впливає на морозостійкість (рис. 4.5).

Зниження В/Ц можливе як за рахунок зменшення витрати води при застосуванні пластифікуючих добавок,

більш жорстких сумішей, так і за рахунок збільшення витрати цементу. Другий спосіб зниження В/Ц техніко-економічно неефективний.

Таблиця 4.3

Нормування морозостійкості конструкційного бетону для будівель та споруд

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

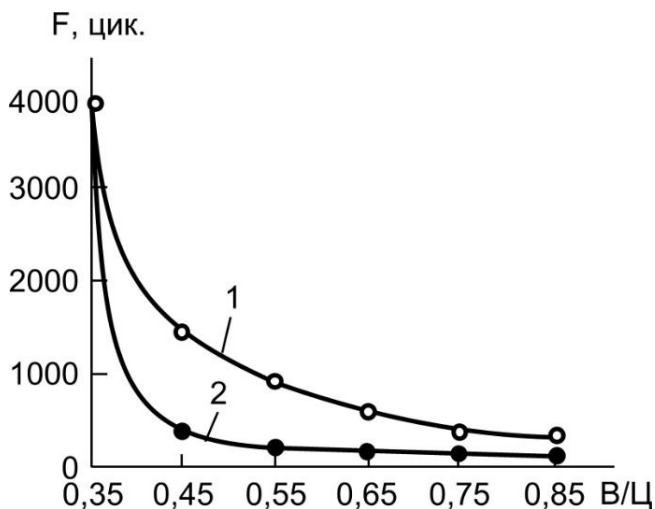


Рис. 4.5. Залежність морозостійкості бетону:
1- із залученим повітрям; 2- звичайного бетону.

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

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

На морозостійкість бетону суттєво впливають умовні замкнуті пори, до яких відносять бульбашки повітря в цементному камені та бетоні. Сумарним обсягом пор цього виду, їх розміром, кількістю та питомою поверхнею можна керувати введенням повітрявтягуючих або газоутворюючих добавок. Повітряні пори, одержані шляхом введення в бетонну суміш повітрявтягуючих добавок, істотно змінюють структуру цементного каменю. Через поверхню цих пор надходить надлишкова вода, що витісняється з капілярів при

заморожуванні бетону. Захисну дію мають лише досить дрібні повітряні пори розміром менше 0,5...0,3 мм.

Запропоновано критерій морозостійкості (КМ) бетону, що враховує його відкриту пористість ($P_{в.і}$), умовно-замкнену пористість ($P_{у.з}$) та об'ємний вміст льоду (F_t):

$$KM = \frac{P_{\epsilon} - L_t}{L_{-10}}, \quad (4.10)$$

де P_{ϵ} – відкрита пористість: $P_{\epsilon} = P_{зп} - P_p$ ($P_{зп}$ – загальна пористість; P_p – умовна замкнута (резервна) пористість);

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

Показники, що входять до формули (4.10), визначаються експериментально на зразках нормального твердіння у віці 28 діб.

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

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

$$W_3 = \frac{B / C - 0,25\alpha(0,73 + K_t)}{B / C + 0,32} \quad (4.11)$$

де K_t – коефіцієнт, що враховує температуру замерзання (для $t = -20^{\circ} \text{C}$, $K_t = 0,96$);

α – ступінь гідратації цементу.

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

$$W_3 = \frac{B / C - 0,43\alpha}{B / C + 0,32}. \quad (4.12)$$

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

$$K_F = \frac{\Pi_{у.з.}}{0.09\Pi_i} \geq 1, \quad (4.13)$$

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

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

$$\Pi_i = \Pi_3 - \Pi_{кон} = (B - 0,23\alpha C) - 0,041\alpha C = B - 0,271\alpha C. \quad (4.14)$$

Контракційний об'єм $\Pi_{кон}$ утворюється в результаті зменшення абсолютного об'єму цементного каменю в процесі твердіння і утворення замкнутих т.зв. контракційних пор.

$$\Pi_{кон} = \frac{(0,06...0,09)\alpha}{B / C - 0,32}, \quad (4.15)$$

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

$$R_{ц.к.} = 238\alpha^3, \quad (4.16)$$

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

На основі експериментальних досліджень запропоновано ще один критерій морозостійкості бетону F_k (компенсаційний фактор):

$$F_k = \frac{V_{e.нов} + V_k}{V_n}, \quad (4.17)$$

де $V_{e.нов}$ – об'єм емульгованого повітря.

Для морозостійких бетонів має бути справедливою умова:

$$\frac{F_k}{0.09} \geq 1, \quad (4.18)$$

Після статистичної обробки експериментальних результатів було встановлено, що залежність морозостійкості бетону від критерію F_k описується показовою функцією виду:

$$F = K(10^{F_k} - 1), \quad (4.19)$$

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

Критерій F_k можна знайти за формулою:

$$F_k = \frac{10V_{e.нов} + 0,06\alpha C}{B - 0,5\alpha C + 1000(1 - K_y)}, \quad (4.20)$$

де K_y – коефіцієнт ущільнення бетонної суміші.

На рис. 4.6 наведено співставлення розрахункових значень морозостійкості за формулою (4.19) та експериментальних значень за даними Portlandcement Association. Американські дані відрізняються вищими значеннями F при $V_{нов} \geq 2\%$, що можна пояснити вищим нормованим зниженням міцності – 25% замість 5%.

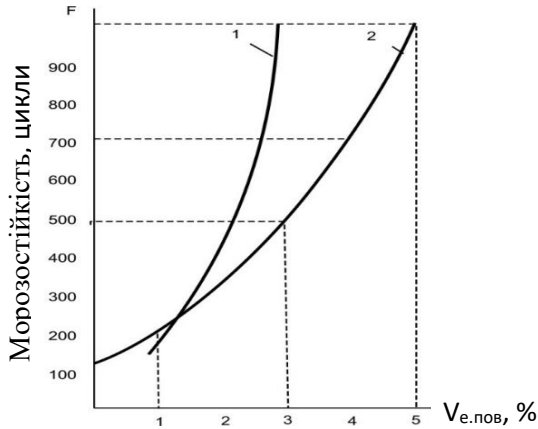


Рис. 4.6. Вплив втягнутого повітря на морозостійкість бетону:

1 – за експериментальними даними; 2 – за формулою (4.19) при $\alpha = 0,7$, $K = 170$, $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$, $B = 200 \text{ л/м}^3$

Вплив якості цементу на морозостійкість бетону пов'язаний з мінералогічним складом, тонкістю помелу та наявністю активної мінеральної добавки. З мінералів цементу негативний вплив на морозостійкість має С₃А, вміст якого в цементі для морозостійких бетонів зазвичай не перевищує 5...8%. У складі морозостійких бетонів небажані активні мінеральні добавки з підвищеною водопотребою. У той же час експериментально показано, що бетони з помірним вмістом доменних шлаків або кам'яновугільної золи-виносу можуть мати задовільну морозостійкість, особливо при введенні в бетон емульгованого повітря.

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

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

бетону істотно впливають морозостійкість самих заповнювачів та їх водопотреба.

Пластифікуючі добавки підвищують морозостійкість бетону як внаслідок зменшення водопотреби і капілярної пористості, так і внаслідок певного повітрявтягнення.

Добавки-суперпластифікатори дозволяють знизити водопотребу сумішей на 20...30% і більше, проте вони, як правило, залучають недостатню кількість повітря і покращення довговічності бетону визначається, головним чином, зниженням В/Ц. При використанні суперпластифікаторів для підвищення рухомості сумішей без зменшення В/Ц збільшення морозостійкості бетону досягається додатковим введенням повітрявтягуючих добавок.

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

Основні *повітрявтягуючі* добавки відносяться до гідрофобізуючих ПАР, що мають значну поверхневу активність на межі розчин-повітря. Ці добавки при їх введенні з водою замішування викликають утворення високодисперсної емульсії повітря, диспергованого в бетонній суміші. Повітрявтягуючі добавки виготовляються у вигляді концентрованих розчинів, густих паст або сухого, легко розчинного порошку. Для приготування добавок використовують деревні смоли, продукти переробки нафти, рослинні жири та іншу сировину. Найчастіше в якості повітрявтягуючих застосовують добавки на основі деревної смоли (смола нейтралізована повітрявтягуюча – СНП, синтетична поверхнево-активна добавка – СПД, омилений деревний пек – ЦНПС-1 та ін). Їх вводять у бетонні суміші зазвичай у кількості 0,01...0,02% від маси цементу. При цьому обсяг залученого повітря становить 30...60 л/м³. Такий об'єм втягнутого повітря зазвичай суттєво перевищує об'єм води, що

витісняється при заморожуванні. При цьому значення "фактора відстані" між повітряними порами виявляється значно меншим за критичне, яке зазвичай приймають 0,25 мм. Морозостійкість бетону з повітрявтягуючими добавками зростає в кілька разів.

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

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

Стандартизований метод оцінки морозостійкості бетону характеризується числом циклів заморожування та відтавання зразків за нормованих умов випробування без істотного зниження міцності (марками за морозостійкістю).

При базовому стандартному способі випробувань заморожування проводиться при $-(18 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ на повітрі, а відтавання при $(18 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ у воді. Для прискорення випробувань температуру заморожування знижують до $-40 \dots -60^{\circ}\text{C}$, насичують зразки водним сольовим розчином, зменшують їх розміри і скорочують тривалість циклів.

Марки бетону за морозостійкістю у відповідності з будівельними нормами призначають залежно від умов роботи конструкцій (табл. 4.4).

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

У ряді країн, наприклад, у США та Канаді, при проектуванні складів бетонів прийнято вказувати не конкретну кількість циклів заморожування та відтавання, а режим роботи бетону. Для кожного режиму роботи рекомендується певна область допустимих В/Ц (табл. 4.5).

Таблиця 4.4

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

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

продовження табл.4.4

Умови роботи конструкцій	Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, °С	Марка бетону за морозостійкістю
2. Одноразовий протягом року вплив температури, °С, у водонасиченому стані (наприклад, конструкції, що знаходяться в ґрунті або під водою)	Ниже -40	F ₁₂₀₀
	Ниже -20 до -40 включ.	F ₁₁₅₀
	Ниже -5 до -20 включ.	F ₁₁₀₀
	-5 і вище	F ₁₇₅

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

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

При такій системі суттєво зменшується кількість нормованих ступенів морозостійкості бетону, стають зайвими при відповідних обмеженнях складів (В/Ц, вміст залученого повітря) тривалі та трудомісткі лабораторні підбори складів бетонів з необхідною маркою за морозостійкістю, які часто мають запізнiлий характер.

Таблиця 4.5

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

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

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

4.3 Водонепроникність бетону

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

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

Можливе використання двох нормативних характеристик водонепроникності:

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

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

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

Коефіцієнт фільтрації бетону в певному діапазоні скорельований з маркою за водонепроникністю. З прямими показниками водонепроникності бетону зв'язані опосередковано водопоглинання та водоцементне відношення (табл. 4.6).

Таблиця 4.6

Показники водонепроникності бетону

Умовні позначення	Прямі показники водонепроникності		Опосередковані показники водонепроникності	
	марка бетону за водонепро-никністю	коефіцієнт фільтрації, см/с	водопогли-нання, % за масою	водоцемент-не відноше-ння В/Ц, не більше
Н – бетон нормальної проникності	W4	від $2 \cdot 10^{-9}$ до $7 \cdot 10^{-9}$	від 4,7 до 5,7	0,6
П – бетон пониженої проникності	W6	від $6 \cdot 10^{-10}$ до $2 \cdot 10^{-9}$	від 4,2 до 4,7	0,55
О – бетон особливо низької проникності	W8	від $1 \cdot 10^{-10}$ до $6 \cdot 10^{-10}$	до 4,2	0,45
	W10 – W12	від $5 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$		0,35
	W16 – W20	менше $5 \cdot 10^{-11}$		0,3

Коефіцієнт фільтрації K_ϕ визначається з рівняння:

$$K_\phi = \eta \frac{Q_\phi S}{S \tau P} \quad (4.21)$$

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 $t=20^\circ\text{C}$).

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

Для цементного каменю, розчину або бетону характерний змішаний механізм переносу, що визначається переважним розміром пор. Для більшості складів бетону рух води йде по капілярах з радіусом 10^{-3} см і менше, що обумовлює певну кореляцію між капілярною пористістю, В/Ц цементного каменю і коефіцієнтом фільтрації (рис. 4.7, 4.8). Висота підняття рідини в капілярах обернено пропорційна їх радіусу.

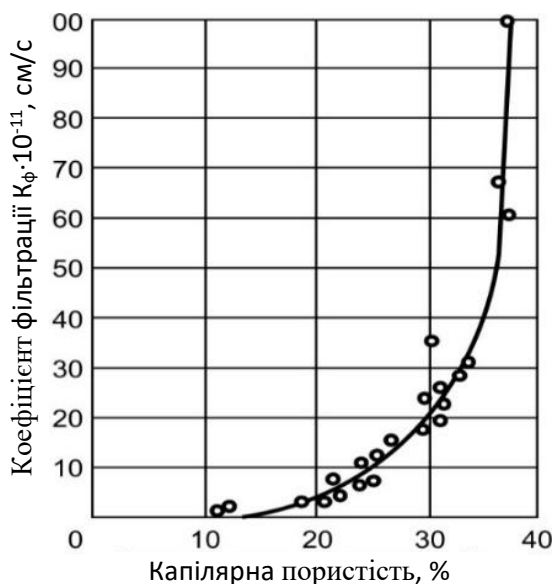


Рис. 4.7. Залежність між проникністю і капілярною пористістю цементного каменю

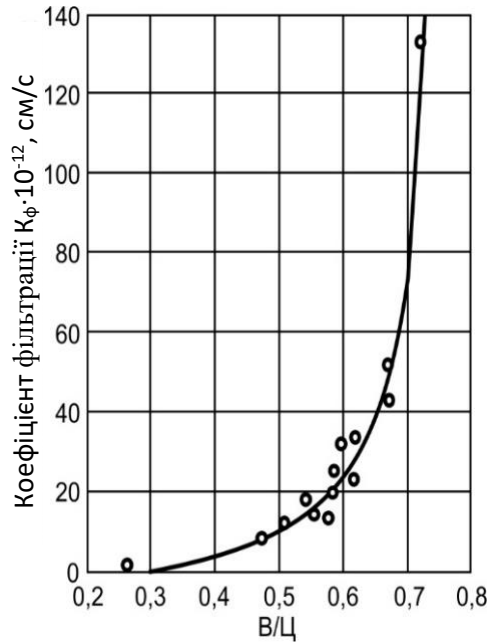


Рис. 4.8. Залежність між проникністю і водоцементним відношенням цементного каменю

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

Для проведення випробувань застосовують установку будь якої конструкції, що має не менше шести гнізд для кріплення зразків, яка забезпечує можливість подавання води до нижньої торцевої поверхні зразків при зростаючому тиску, а також можливість спостереження за станом верхньої торцевої поверхні зразків (рис. 4.9).

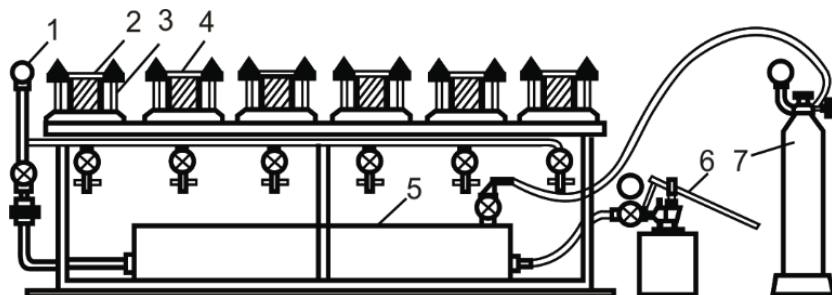


Рис. 4.9. Установка для випробування бетону на водонепроникність: 1 – манометр; 2 – зажимні фланці; 3 – обойма; 4 – бетонний зразок; 5 – конденсатор тиску; 6 – водяний насос; 7 – балон зі стиснутим газом

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

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

Бокову поверхню зразків в обоймах ущільнюють за допомогою гумових і металевих кілець, або спеціальних мастик (рис. 4.10).

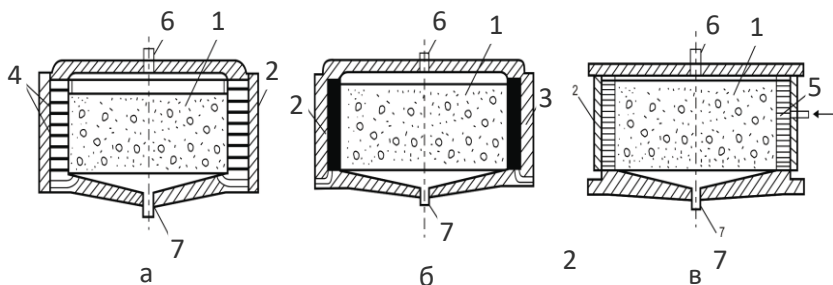


Рис. 4.10. Способи ущільнення бокової поверхні зразків при випробуванні водонепроникності бетону:

а – ущільнення гумовими і металевими кільцями; б – ущільнення мастиками; в – ущільнення гумовою порожнистою камерою:

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

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

Застосовують також прискорений *метод визначення водонепроникності бетону за його повітропроникністю*. Для проведення випробувань використовують прилади типу "Агама –2РМ" (рис. 4.11), які можуть створювати вакуумметричний тиск у середині камери не менше 0,064 МПа і забезпечувати початковий тиск фланця камери до поверхні бетону не менше 0,05 МПа. Залежно від необхідного тиску проникненню повітря встановлюється значення опору матеріалу і марку за водонепроникністю (табл. 4.7).



Рис. 4.11. Прилад "Агама – 2PM"

Таблиця 4.7

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

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

Схема пристрою для визначення повітропроникності поверхневих шарів бетону приведена на рис. 4.12.

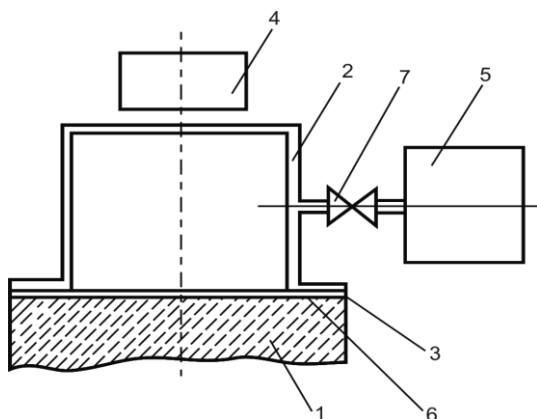


Рис. 4.12. Схема пристрою для визначення повітропроникності поверхневих шарів бетону:
 1 – бетонний зразок; 2 – камера пристрою; 3 – фланець камери; 4 – вакууметричний датчик; 5 – вакуум-насос;
 6 – герметизуюча мастика; 7 – вентиль

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

Водонепроникність бетону визначають за даними табл. 4.7 або, у випадку неможливості використання цих даних, відповідно до експериментально встановлюваної градуальної залежності.

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

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

З цією метою застосовують пристрій із максимальним випробувальним тиском не менше 1,3 МПа, схема якого наведена на рис. 4.13. Тиск води піднімають ступенями по 0,2 МПа з витримкою протягом 1 год на кожному ступені до тиску, при якому з'являються ознаки фільтрації у вигляді окремих крапель. Воду (фільтрат), що пройшла через зразок збирають у прийомну посудину.

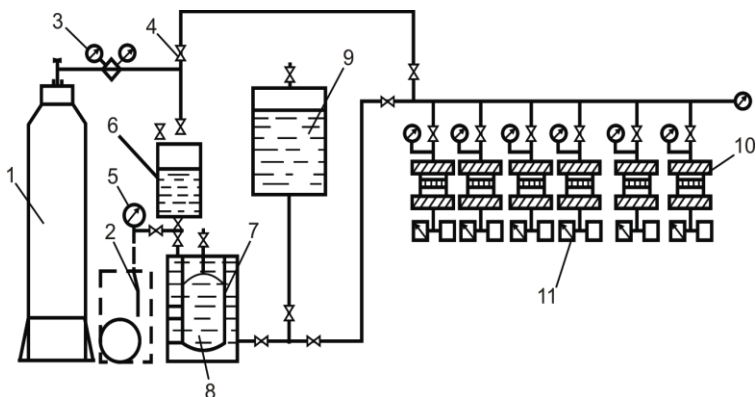


Рис. 4.13. Схема установки для визначення коефіцієнта фільтрації:

1 – балон з газом; 2 – насос; 3 – редуктор; 4 – вентиль; 5 – манометр;

6 – передавач тиску; 7 – посудина з водою; 8 – еластична посудина з деаерованою водою; 9 – запасна посудина з деаерованою водою;

10 – гніздо для зразка; 11 – вимірювач ваги фільтрату

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

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

$$K_\phi = \frac{\eta \cdot Q \cdot \delta}{S \cdot \tau \cdot p}, \quad (4.22)$$

де Q – вага фільтрату, Н;

δ – товщина зразка, см;

S – площа зразка, см²;

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

p – надлишковий тиск в установці, МПа;

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

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

При випробуванні бетонних зразків менше 150 мм, вибурених із конструкцій, коефіцієнт фільтрації, отриманий за формулою (4.22) множать на поправочний коефіцієнт K_n :

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

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

Коефіцієнт фільтрації бетону допускається визначати прискореним методом за допомогою фільтратометру (рис. 4.14) за ДСТУ БВ.2.7 – 170:2008.

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

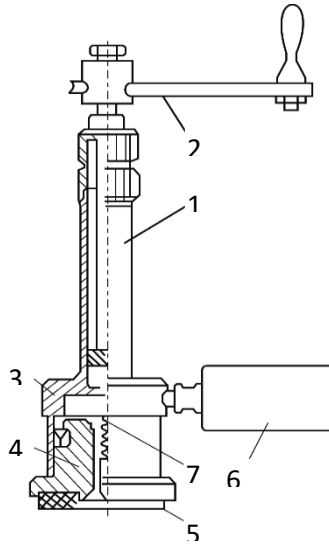


Рис. 4.14. Фільтратометр ФМ-3:

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. 4.8.

Таблиця 4.8

Зв'язок між K_f і маркою бетону за водонепроникністю

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

Експериментально обґрунтований зв'язок між коефіцієнтом фільтрації бетону і його міцністю при стиску (рис. 4.15) дозволив запропонувати методику визначення K_ϕ за його міцністю. Експериментальні дані добре апроксимуються степеневою залежністю типу:

$$K_\phi = K_w f_{cm}^m, \quad (4.23)$$

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

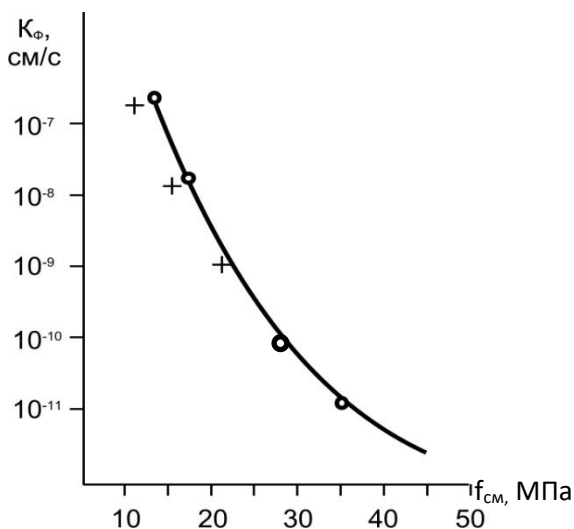


Рис. 4.15. Залежність коефіцієнта фільтрації бетону від міцності при стиску ("+" – дані М.Г.Елбакідзе, "о" – наші дані)

З огляду на велике розмаїття факторів, що впливають на водонепроникність бетону, коефіцієнти K_w і m у формулі (4.23) при вирішенні завдань прогнозування водонепроникності і проектування складів бетону необхідно уточнювати експериментально.

У деяких випадках на практиці необхідно оцінити зміну коефіцієнта фільтрації бетону при тривалій дії напору води, тобто з урахуванням самоущільнення бетону. Самоущільнення бетону в натурних умовах відзначено багатьма авторами.

Так, дані про водонепроникність бетону, визначені на кернях, вибурених у різний час з італійських гребель, свідчать про зниження коефіцієнта фільтрації бетону за період від 90 днів до 27 років на 3 порядки.

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

$$K_{\phi(\tau)} = K_{\phi 0} e^{-(\tau/T)^b}, \quad (4.24)$$

де:

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

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

b , T – емпіричні параметри функції самоущільнення, що залежать від складу бетону, гідрокарбонатної лужності води і градієнта напору (табл. 4.9).

Таблиця 4.9

Умови фільтрації і значення параметрів функції
самоущільнення бетону деяких складів

Склад бетону		Умови фільтрації			Параметри самоущільнення		
Ц:П:Щ	Ц, кг/м ³	В/Ц	гідрокарбонатна лужність води	градієнт напору	К _{ф0} , м/с	б	Т
1:2.4:3.6	325	0,51	3,2	320	2,45	0,27	0,316
			0,8	86	1,92	0,24	1,55
1:2.5:5.7	245	0,65	3,2	213	7,2	0,35	1,2
			3,2	57	11,1	0,34	2,14
			0,8	57	12,9	0,27	2,63
			0,06	213	9,4	0,29	5,13
			0,06	57	10,5	0,27	6,76
1:2.9:6.1	222	0,74	3,2	213	31,2	0,34	1,47
			3,2	57	33,7	0,32	2,51
			0,8	57	39,2	0,32	5,01
			0,06	213	27,1	0,32	8,9
			0,06	57	30,4	0,3	10,7

Наявні експериментальні дані вказують на можливість значного підвищення водонепроникності бетону в пізній термін твердіння (рис. 4.16). Воно може виявитися значно вище ніж відносний приріст міцності бетону. Для досягнення значного і стійкого підвищення водонепроникності бетону в часі необхідне забезпечення достатньої вологості бетону при твердінні.

На водонепроникність бетону впливає комплекс технологічних факторів. Вона збільшується зі зменшенням нормальної густоти і підвищенням товщини помелу цементу. З позиції забезпечення підвищеної водонепроникності краще застосування в бетоні шлакопортландцементу і пуцоланових цементів. Поряд з вибором виду цементу для забезпечення високої водонепроникності бетону важливо застосовувати

суміш заповнювачів з мінімальною пустотністю та забезпечувати вкладання бетонної суміші з максимально можливим коефіцієнтом ущільнення.

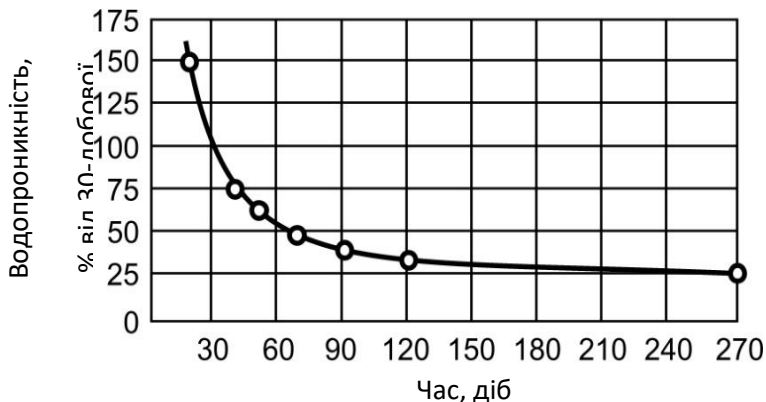


Рис. 4.16. Зміна водопроникності бетону в залежності від часу твердіння у вологих умовах

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

З органічних добавок застосовують поверхнево-активні речовини (ПАР) і полімерні добавки. При зниженні загальної проникності бетону і підвищенні водонепроникності ПАР використовують для зниження В/Ц, підвищення щільності і зменшення середнього радіуса капілярів. Крім того, більшість ПАР сприяє втягненню повітря в бетонну суміш, що сприяє утворенню умовно-замкнутої капілярно-пористої структури і зниженню проникності. Позитивно позначається на підвищенні водонепроникності гідрофобізація капілярів, що досягається при застосуванні гідрофобізуючих ПАР.

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

виду добавки термореактивні і термопластичні полімери, еластоміри.

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

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

5. КОРОЗІЙНА І РАДІАЦІЙНА СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ

5.1 Корозійна стійкість бетону

Ступінь агресивного впливу зовнішнього середовища визначається його хімічним складом і комплексом факторів, що характеризують умови контакту середовища і бетону [46-51].

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

Ступінь агресивного впливу *газового середовища* залежить від відносної вологості середовища (табл.5.1, рис.5.1), що поділяють на три групи: сухе (вологість до 60%), нормальне (61...75%) і вологе (вище 75%). Швидкість протікання корозійних процесів будівельних конструкцій пропорційна інтенсивності агресивних впливів газових середовищ. Проникнення газу в бетон невисокої щільності за рік може досягати 10 см, а в щільний бетон – тільки до 2 см.

Таблиця 5.1

Ступінь впливу агресивного середовища на бетон
протягом 1 року

Показники корозії	Ступінь агресивності середовища			
	Н	Сл	Ср	Си
Зниження міцності, %	немає	менше 5	5...20	більш 20
Зовнішні ознаки	–	Слабке поверхневе руйнування	Ушкодження кутів або волосяні тріщини	Яскраво виражене руйнування (розтріскування)

Агресивні гази (табл. 5.2) є, як правило, кислими або кислотоутворюючими. Утворення з них кислот відбувається

при наявності на поверхні конструкцій або в повітрі краплинно-рідкої вологи.

Таблиця 5.2

Класифікація газоповітряних середовищ за групами агресивності

Газ	Нормативна концентрація газу, мг/м ³ у середовищі групи			
	A	B	C	D
Діоксид вуглецю	До 2000	Більше 2000	–	-
Сірчистий ангідрид	До 0,5	Більше 0,5 до 10	Більше 10 до 200	Більше 200
Фтористий водень	До 0,05	Більше 0,05 до 5	Більше 5 до 10	Більше 10
Сірководень	До 0,01	Більше 0,01 до 5	Більше 5 до 100	Більше 100
Оксид азоту	До 0,1	Більше 0,1 до 5	Більше 5 до 25	Більше 25
Хлор	До 0,1	Більше 0,1 до 1	Більше 1 до 5	Більше 5
Хлористий водень	До 0,05	Більше 0,05 до 5	Більше 5 до 10	Більше 10

При вологості до 60% кислі гази практично не руйнують бетон, а в ряді випадків навіть ущільнюють його. Таку дію здійснюють, наприклад, гази, що містять вуглекислий газ (карбонізація), чотирифтористий кремній.

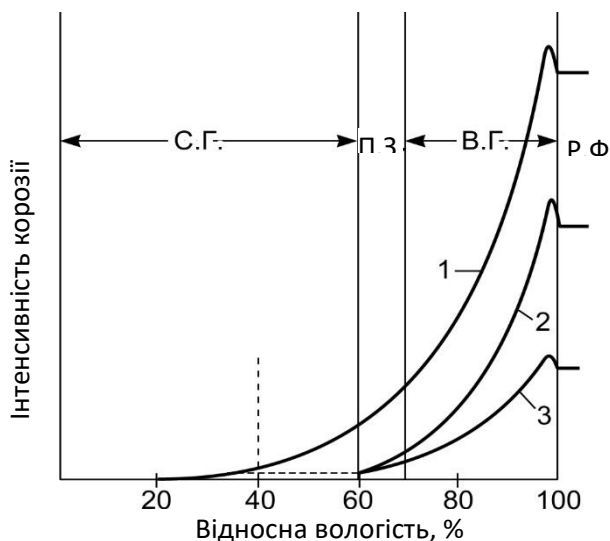


Рис. 5.1. Підвищення агресивності газів зі збільшенням їх вологості:

С.Г. – зона сухих газів – агресивність зовсім слабка; П.З. – поріг зволоження, звичайно 60...70%: при наявності гігроскопічного пилу може зміщуватись до 50 і навіть 40%;

В.Г. – зона вологих газів: агресивність швидко зростає зі збільшенням вологості і залежить від природи газів; 1, 2, 3 – групи агресивності; Р.Ф. – рідка фаза

Тверді середовища у вигляді порошків, аерозолей, пилу можуть здійснювати помітну, а іноді значну агресивну дію на бетон при високій розчинності (більше 2 г/л) і гігроскопічності.

Пил різних матеріалів, осідаючи на конструкції, адсорбує пари і вологу, що додають йому агресивні властивості. В залежності від складу пилу у вологому середовищі утворюється кислий чи лужний розчин, що може бути більш агресивним, ніж розчин, отриманий при конденсації у вологому середовищі агресивних парів і газів.

Рідкими агресивними середовищами для бетону можуть бути природні поверхневі і ґрунтові води, промислові і господарсько-побутові стічні води та інші рідкі продукти.

Для характеристики найбільш розповсюджених рідких середовищ, крім концентрації агресивних речовин враховуються температура, напір або швидкість руху на поверхні конструкцій. Ступінь агресивного впливу рідких середовищ (табл. 5.3) залежить від концентрації водневих іонів (рН), вмісту вільної вуглекислоти, магнезійних солей, їдких лугів, сульфатів. До рідких агресивних середовищ, крім водних розчинів солей, кислот і лугів, відносяться масла, нафтопродукти, розчинники. Нормативні показники, що характеризують ступінь агресивного впливу рідкого середовища на бетонні споруди, розрізняються в залежності від фільтруючої здатності ґрунтів (коефіцієнт фільтрації K_f).

Таблиця 5.3

Агресивний вплив деяких рідких середовищ на бетон

Середовище	Ступінь агресивного впливу		
	слабка	середня	сильна
Розчини кислот, рН	>4	4...1	<1
Розчини їдких лугів, %	5...8	8...15	>15
Розчини амонійних солей, %	0,05...0,1	0,1...0,5	>0,5
Розчини сульфатів натрію, магнію й ін., %	0,2...0,5	0,5...1	>1
Розчини інших солей, %	1...2	2...3	>3

Наприклад, для безнапірних споруд з бетону нормальної щільності вода-середовище створює сильну агресивну дію при рН до 5, якщо ґрунт має $K_f > 0,1$ м/діб і до 3, якщо $K_f < 0,1$ м/діб. Для напірних споруд незалежно від K_f ґрунту в цьому випадку рН води-середовища повинен бути до 5,5. Наявність поверхні, що випаровує, обумовлює прояви корозії при значно меншій концентрації агресивних речовин, ніж при її відсутності.

Агресивні властивості води визначає ступінь її мінералізації, жорсткості, а також кислотності або лужності. Звичайно води річок і озер мають слабо лужну реакцію. Загальний вміст солей у річкових водах, як правило, не перевищує 0,3...0,5 г/л. Грунтові і підземні природні води містять мінеральні солі і інші домішки. Їх агресивність стосовно цементних бетонів оцінюється нормами агресивності води-середовища. Зовсім чиста, немінералізована вода може бути також агресивною по відношенню до бетону, викликаючи вилугування $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Морська вода може містити до 35 мг/л солей, з них у середньому NaCl – 78%; MgCl_2 – 11%; MgSO_4 – 4,7%; CaSO – 3,6; K_2SO_4 – 2,5%.

Таблиця 5.4

Показники щільності бетону

Бетон	Марка за водонепроникністю	Водопоглинання, % по масі	Максимально допустиме В/Ц
Нормальної щільності (Н)	W4	4,7...5,7	0,6
Підвищеної щільності (П)	W6	4,2...4,7	0,55
Особливо щільний (О)	W8	До 4,2	0,45

Бетон характеризується певною адаптованістю до впливів зовнішнього середовища, тобто здатністю до сукупності внутрішніх реакцій і процесів, спрямованих на збереження його структурних характеристик у межах, що забезпечують заданий функціональний стан. Здатність до адаптації бетону обумовлена, в основному, наявністю в складі в'язучого непрогідратованих або т.зв. реліктових зерен, потенційно активних наповнювачів, що в умовах теплових і хімічних впливів здатні утворювати гідрати, часто модифіковані компонентами зовнішнього середовища. Продукти корозії на перших етапах можуть приводити також

до деякого збільшення щільності і міцності поверхневого шару конструкцій.

Корозійна стійкість бетону безпосередньо зв'язана з його щільністю, а остання з водонепроникністю (табл. 5.4).

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

До корозії I виду по класифікації В.М. Москвіна відносяться процеси, зв'язані з вилуговуванням вапна (точніше $\text{Ca}(\text{OH})_2$) з бетону внаслідок його більшої розчинності у воді порівняно з іншими гідратами (рис.5.2). В даний час до корозії I виду відносять усі процеси, пов'язані з розчиненням у воді речовин, що входять у бетон.

Гідроксид кальцію – найбільш розчинний компонент цементного каменю. Його розчинність при 20⁰С складає 1,18 г/л у розрахунку на CaO . Наявність у воді однойменних іонів Ca^{2+} і OH^- зменшує, а інших – SO_4^{2-} , Cl^- , Na^+ підвищує розчинність $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Орієнтовно, по В.М. Москвіну, можна вважати, що кількість $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у г/см³ (q_b), що видаляється з одиниці об'єму бетону, можна прогнозувати за допомогою рівняння:

$$q_b = KЦ\alpha_e, \quad (5.1)$$

де Ц – вміст цементу кг/л;

α_b – вміст CaO в цементі (для портландцементу в середньому $\alpha_b = 0,65$);

К – коефіцієнт вилуговування.

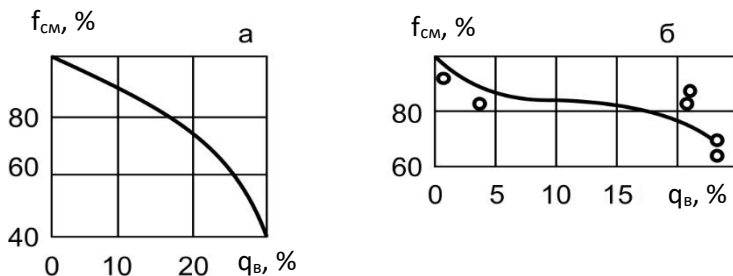


Рис. 5.2. Зниження міцності цементного розчину (а) і бетону (б) при вилугуванні вапна

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

Тривалість дії води для досягнення виносу q_v , рівна терміну служби споруди:

$$\tau = \frac{q_v}{V_{об} C_s}, \quad (5.2)$$

де $V_{об}$ – об'ємна швидкість води (кількість води, що фільтрується в одиницю часу через одиницю об'єму бетону; C_s – середня концентрація CaO у воді за час служби конструкцій.

З визначення об'ємної швидкості води ($V_{об} = K_\phi \Delta H$, де $\Delta H = H / L$ – відношення висоти напору і товщини конструкції або градієнт напору) можна знайти гранично допустимий коефіцієнт фільтрації бетону K_ϕ і установити вимоги до його щільності і водонепроникності:

$$K_\phi = V_{об} / \Delta H. \quad (5.3)$$

Основними шляхами фільтрації води через бетон є тріщини і будівельні шви. За певних умов можлива кольматація пор бетону гідроксидом кальцію, що при достатній концентрації CO_2 піддається карбонізації.

Для запобігання або зменшення інтенсивності корозії I виду особливо велике значення має щільність бетону. Другим найважливішим напрямком підвищення корозійної стійкості бетону є зв'язування $\text{Ca}(\text{OH})_2$ активними мінеральними добавками, введеними в цемент або безпосередньо в бетонні суміші (рис. 5.3).

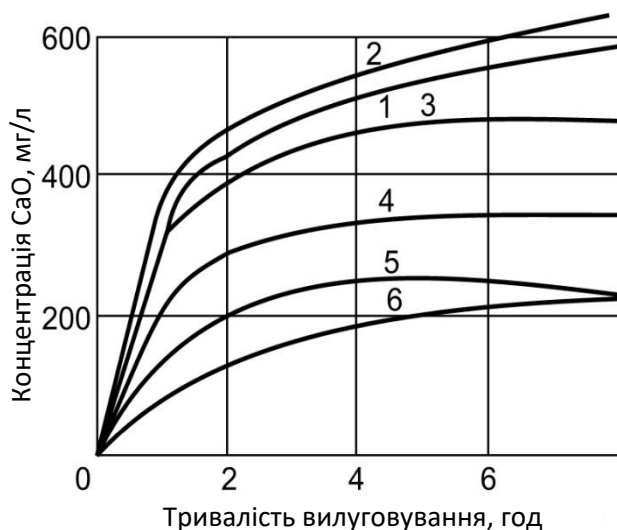


Рис. 5.3. Швидкість вилугування $\text{Ca}(\text{OH})_2$ дистильованою водою із цементного каменю на різних цементах: 1 – піщаний портландцемент; 2 – портландцемент; 3 – гіпсошлаковий цемент; 4 – пуцолановий цемент; 5 – піщано-пуцолановий цемент; 6 – глиноземистий цемент

Корозія II виду обумовлена протіканням обмінних реакцій між продуктами гідратації цементу і кислотами або солями, що впливають на бетон. Найбільш характерними

різновидами корозії II виду є вуглекисла, кислотна і магнезіальна корозія. У результаті впливу кислот утворюються солі кальцію, звичайно добре розчинні у воді. Кислоти взаємодіють насамперед з гідроксидом кальцію, а потім з гідросилікатами кальцію. Поряд з добре розчинними солями, що вимиваються з бетону, при корозії цього виду можливе утворення маломіцних аморфних мас $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, $\text{Al}(\text{OH})_3$ і ін. У першу чергу руйнуються поверхневі шари бетону і швидкість руйнування буде визначатися розчинністю продуктів реакції, швидкістю обміну агресивного середовища на поверхні бетону і швидкістю дифузії іонів через шар продуктів реакції.

Особливість вуглекислої корозії полягає в тому, що вона здійснюється в два етапи. Спочатку CO_2 , що утримується у воді, утворює CaCO_3 , що ущільнює бетон. Умови для розчинення карбонатної плівки створюються при збільшенні кількості CO_2 понад рівноважну і утворенні гідрокарбонату. Надлишкова стосовно рівноважної кількість CO_2 зветься агресивною вуглекислою.

Бетон нормальної щільності починає руйнуватися при $\text{pH} < 6,5$, особливо щільний при $\text{pH} \leq 4,9 \dots 4$.

Нижче наведені середні відносні швидкості корозії для різних цементів при дії соляної і сірчаної кислот із $\text{pH}=2$:

Цемент	HCl	H ₂ SO ₄
Портландцемент	1	1
Пуцолановий цемент	1	0,94
Глиноземистий цемент	0,81	0,68
Кислотостійкий цемент	0,12	0,08

Різниця швидкості корозії під впливом HCl і H₂SO₄ при однаковому pH пояснюється неоднаковою розчинністю продуктів корозії – CaCl_2 і CaSO_4 . З підвищенням концентрації кислот різниця в стійкості різних видів цементу зменшується.

Поряд з неорганічними кислотами та кислими солями агресивну дію на бетон надають різні органічні кислоти, спирти, феноли та інші продукти.

Корозію II виду викликають солі магнію, що часто є присутніми у ґрунтових водах і в значній кількості містяться в морській воді (15,5...18% від усієї кількості солей). Поряд з розчинними солями і солями, що вимиваються з бетону, при *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 приходится на частку MgCl_2 , 1/3 – MgSO_4 . Найбільш небезпечної 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).

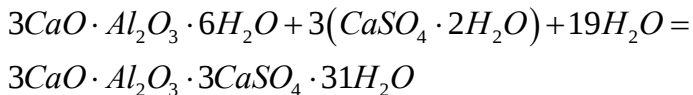
Корозія III виду розвивається в бетоні від внутрішніх напружень при нагромадженні в порах і капілярах малорозчинних солей. Це може бути як результатом кристалізації продуктів хімічних реакцій, так і процесу кристалізації при поглинанні солей з агресивних розчинів.

Найбільш розповсюдженою корозією цього виду є *сульфатна корозія*, що відбувається в цементному камені під впливом аніонів SO_4^{2-} , зв'язаних з катіонами Na^+ , Ca^{2+} і Mg^{2+} .

У ґрунтових водах звичайний вміст SO_4^{2-} не перевищує 60 мг/л, у морській – може досягати 2500...2880 мг/л. Для бетону нормальної щільності на портландцементі сульфати, що утримуються у воді-середовищі, здійснюють слабкий агресивний вплив при концентрації іонів SO_4^{2-} уже понад 300 мг/л, а сильний – понад 500 мг/л. Різновидами сульфатної корозії є сульфоалюмінатна і гіпсова корозія. Кристалізація $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ має місце тільки при концентрації SO_4^{2-} більше 300 мг/л. У присутності іонів кальцію кристалізація

$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ починається при більш низьких концентраціях CaSO_4 у розчині.

При *сульфоалюмінатній корозії* під дією сульфатних вод у цементному камені утворюється *етрингіт*:



Кристалізація етрингіту супроводжується збільшенням об'єму приблизно в 4,76 рази. Ця сіль утворюється при концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$, що перевищує 0,46 г/л (у перерахуванні на CaO). При меншій концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$ розкладаються високоосновні форми гідроалюмінату і етрингіт не утворюється. Активні (пуцоланові) добавки, хімічно зв'язуючи $\text{Ca}(\text{OH})_2$, сприяють у такий спосіб істотному збільшенню сульфатостійкості. Бетони на пуцолановому цементі не руйнуються у воді з концентрацією сульфатів до 0,5%. Сульфатостійкість бетону, крім концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$, обумовлюється вмістом C_3A в клінкері. Основні умови високої сульфатостійкості бетону при його достатній щільності забезпечуються застосуванням сульфатостійких портландцементів з нормованим (не більше 5%) вмістом C_3A . Вміст C_3S у сульфатостійких цементах може як нормуватися (до 50%), так і не нормуватися. В останньому випадку для зв'язування $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у портландцемент вводяться активні мінеральні добавки.

При вмісті у воді більш 1000 мг/л іонів SO_4^{2-} переважно розвивається *гіпсова корозія* унаслідок відкладення гіпсу в капілярах цементного каменю.

Відкладення солей у порах цементного каменю можливе і при їх кристалізації із сольових розчинів у результаті капілярного підсмоктування і випаровування води. За даними А.І.Мінаса при підсмоктуванні розчинів 5%-ної концентрації кристалізаційний тиск може досягати при Na_2SO_4 – 4,4; MgSO_4 – 3,6; NaCl – 2,7; CaSO_4 – 0,09 МПа.

Сольова корозія характерна в умовах теплого і сухого клімату при наявності в ґрунті водорозчинних солей у кількості більше 1% або високого рівня ґрунтових вод з мінералізацією не менше 3 г/л. При відповідних температурно-вологісних умовах деякі солі з безводних або маловодних форм (Na_2SO_4 , $\text{MgSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$) переходять у порах цементного каменю у висоководні форми кристалогідратів ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$, $\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ и т.д.). Такий перехід супроводжується збільшенням об'єму твердої фази в 1,5...3 рази і суттєвими деформаціями. У результаті сольової корозії в деяких південних регіонах відзначене руйнування конструкцій на висоті 10...50 см від поверхні землі. Поряд з підвищенням щільності бетону при небезпеці сольової корозії ефективно введення в бетонні суміші для зменшення капілярного підсмоктування гідрофобізуючих речовин, наприклад, етилсиліконата натрію, бавовняного мила, милонафта в кількості близько 0,1%.

Корозія бетону III виду може відбуватися не тільки при взаємодії бетону з зовнішнім середовищем, але й у результаті руйнівних процесів, що відбуваються при хімічній взаємодії компонентів бетонної суміші. Характерним прикладом таких процесів є взаємодія лугів, що містяться в цементі, із кремнеземом заповнювачів. У портландцементі вміст лужних сполук досягає 1...1,5% (у перерахуванні на Na_2O). Джерелами їх є глинисті компоненти шихти для одержання клінкеру і зола випалу. Значна частина лугів надходить у шихту з пилом печей, що повертається на випал. Луги можуть накопичуватися в бетоні також внаслідок обмінних реакцій складових цементного каменю із солями натрію, розчиненими в природних водах. Реакційноздатними в середовищі лугів є деякі модифікації кремнезему (тридиміт, кристобаліт, кремнеземисте скло, опал, опока, трепел, халцедон і ін.), що зустрічаються в заповнювачах. Продукти реакції між лугами цементу й активним кремнеземом розширюються в об'ємі і створюють руйнівний тиск. Заповнювач із вмістом розчинного

кремнезему більш 50 моль/л вважається потенційно здатним до взаємодії з лугами цементу.

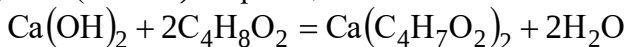
Найбільш діючим способом попередження розглянутої корозії є обмеження вмісту лугів у цементі до 0,6%. Сповільнюються процеси цього виду корозії при введенні в цемент активних мінеральних і деяких інших добавок.

Органогенна корозія бетону розвивається під впливом органічного агресивного середовища. На багатьох сільськогосподарських підприємствах харчової, вино- і пивоварної, деревообробної, легкої й іншої галузей промисловості утворюються або використовуються продукти, що містять органічні кислоти.

Агресивна дія органічних кислот росте зі збільшенням їх молекулярної маси.

Руйнування матеріалів під впливом рослинних і тваринних організмів називають *біопшкодженнями*. З біологічно активним середовищем контактують гідротехнічні споруди, будівельні конструкції споруд на різних підприємствах харчової промисловості і мікробіологічних виробництв. Наприклад, мідії, що оселяються на поверхні підвідних морських споруд (до 40 кг на 1 м²) здатні виділяти до 12,2 см³ CO₂ за 1 год на 1 кг своєї маси. Деякі інші живі організми, що оселяються на поверхні споруд, особливо в період біоценозу (цвітіння води) навпаки поглинають з бетону вуглекислоту і вільний CaO. В обох випадках розвивається органогенна корозія бетону.

З бактерій, що впливають на цементний камінь, найбільш сильними є динітрифікуючі бактерії, у результаті життєдіяльності яких виділяється сірчана кислота. Анаеробні азотнофіксуючі бактерії утворюють масляну кислоту. При взаємодії її з гідроксидом кальцію утворюється бутерат кальцію Ca(C₄H₇O₂)₂ за реакцією:



Уролітичні бактерії діють в основному на сечовину, що утримується в стічних водах, гідролізуючи її. При цьому виділяються аміак і вуглекислий газ.

У результаті життєдіяльності деяких мікроорганізмів у бетоні розвиваються, поряд з хімічними, руйнівні електрохімічні процеси, що викликають розкладання продуктів гідратації цементу. Деякі мікроорганізми, особливо гриби, внаслідок збільшення їх об'єму викликають також руйнівні фізико-механічні процеси.

Корозійні процеси, що протікають під впливом зовнішнього агресивного середовища, підсилюються при одночасному впливі фізичних, механічних і хімічних факторів. Інтенсивність корозії визначається в значній мірі механізмом переносу агресивних речовин до поверхні корозії. У ненапірних спорудах має місце звичайний дифузійний перенос, при однобічному напорі, температурно-вологісних перепадах, капілярному підсмоктуванні – фільтраційний механізм переносу агресивних середовищ.

На першому етапі швидкість корозії визначається швидкістю взаємодії агресивного середовища з компонентами бетону або швидкістю розчинення. В міру відкладення продуктів корозії на реакційній поверхні швидкість корозії падає і доступ агресивних речовин до реакційної поверхні здійснюється дифузією. Для дифузійного періоду характерна прямолінійна залежність глибини руйнування від $\sqrt{\tau}$, де τ – час дії агресивних середовищ на бетон.

Для прогнозування глибини руйнування бетону в дифузійний період звичайно використовують формулу:

$$h = \frac{k\sqrt{\tau} - \alpha}{\text{ЦР}_{\text{CaO}}}, \quad (5.4)$$

де k і α – експериментальні коефіцієнти;

Ц – витрата цементу в бетоні, кг/м^3 ;

Р_{CaO} – вміст CaO в цементі, %.

Довговічність бетону в умовах впливу агресивного середовища забезпечується застосуванням матеріалу з достатньою щільністю, використанням вихідних компонентів з відповідним хіміко-мінералогічним складом і застосуванням при необхідності спеціальних мір захисту (застосуванням ізоляційних матеріалів, добавок і ін.).

Випробування корозійної стійкості бетону полягає у порівнянні показників зразків, що знаходились в агресивному середовищі зі значеннями аналогічних показників у неагресивному середовищі.

Корозійна стійкість бетону може бути визначена:

- за зміною хімічного складу бетону в часі (кінетичний метод);
- за зміною міцнісних властивостей бетону, його динамічного модуля пружності;
- за зміною величини лінійних деформацій бетону.

Загальні технічні вимоги до захисту бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії приведені у ДСТУ БВ.2.6-145:2010.

Для оцінювання корозійної стійкості бетону основними показниками слугують: зовнішній вигляд зразків, маса, об'ємні зміни, динамічний модуль, міцність при стиску і на розтяг при згині, водонепроникність або коефіцієнт фільтрації, загальна пористість, глибина пошкоджень. Показниками агресивних середовищ, що враховуються, приймають: жорсткість, рН, концентрацію вуглекислого газу і агресивних іонів Mg^{2+} , NH_4^+ , SO_4^{2-} .

5.2 Радіаційна стійкість бетону

Радіаційна стійкість бетонів характеризує їх здатність зберігати свої властивості під впливом радіаційних випромінювань. Зміна властивостей обумовлена виникненням т.зв. радіаційних дефектів у результаті зсуву атомів в кристалічних решітках, ядерних реакцій, розривів хімічних

зв'язків та ін. Найбільший вплив чинять нейтронне і гамма-випромінювання. Нейтрони та гамма-кванти мають більш високу проникаючу здатність у порівнянні із зарядженими частинками – електронами, протонами, позитронами та ін. і викликають об'ємне пошкодження матеріалу. Радіаційна стійкість неорганічних речовин залежить від їх структури і типу хімічного зв'язку. Найбільш стійкими є іонні кристали, а також щільні структури з високою симетрією. Силікати починають змінювати властивості після опромінення нейтронами, коли їх *флюенс* – тобто величина, що дорівнює відношенню числа нейтронів, що падають за даний проміжок часу на деяку поверхню, розташовану перпендикулярно до напрямку поширення випромінювання, до площі цієї поверхні – дорівнює приблизно 10^{23}см^{-2} . У результаті опромінення відбувається анізотропне розширення кристалів, аморфізація їх структури, зменшення щільності, пружності, теплопровідності та ін. Істотні зміни у властивостях звичайних важких бетонів відсутні при опромінюваннях нейтронними потоками з флюенсом до $3 \cdot 10^{23} \text{м}^{-2}$.

При визначенні радіаційної стійкості матеріалів для характеристики іонізуючого опромінення поряд з флюенсом нейтронів враховуються щільність потоку частинок, інтенсивність випромінювання, поглинена доза випромінювання. *Щільність потоку частинок* або квантів характеризується відношенням числа часток, що проникають в сферу елементарного об'єму за одиницю часу, до площі проекції сфери (квант в с на кв. метр – $\text{с}^{-1} \cdot \text{м}^{-2}$). На відміну від щільності *інтенсивність випромінювання* – питома величина енергії (Вт/м^2). *Поглинена доза випромінювання* дорівнює відношенню поглиненої енергії до маси середовища, що опромінюється (Дж/кг). Наприклад, щільність потоку нейтронів, що випромінюються ядерним реактором, досягає $5 \cdot 10^{17} \text{с}^{-1} \cdot \text{м}^{-2}$, ізотопним джерелом – $10 \dots 10^8 \text{с}^{-1} \cdot \text{м}^{-2}$. Інтенсивність випромінювання становить відповідно 10^4 і 10^{-6}Вт/м^2 . Доза випромінювання, поглинена бетоном конструкцій,

розташованих за корпусом ядерного реактора за 30 років його служби складає $10^{11} \dots 10^{12}$ Дж/кг.

Щільність потоку нейтронів в активній зоні реакторів на теплових нейтронах досягає $10^{17} \dots 10^{18}$ нейтр·м⁻²·с⁻¹, а на швидких нейтронах — 10^{20} нейтр·м⁻²·с⁻¹. У результаті ослаблення в матеріалах активної зони потік нейтронів за корпусом реактора зазвичай на два-три порядки нижче, ніж в активній зоні.

Радіаційна стійкість істотно залежить від виду радіації, величини і потужності поглиненої дози, режиму опромінення, умов експлуатації матеріалу в конструкціях.

Вплив радіаційного випромінювання на матеріали супроводжується іонізацією, що сприяє проходженню радіаційно-хімічних реакцій, у результаті яких виникають хімічно активні вільні радикали, атоми і молекули.

Радіаційно-хімічні реакції викликають нагрів цементного каменю до температури 300...350°С і зневоднення, що сприяють його усадці та розвитку деформацій. Опромінення цементного каменю може призводити до втрати понад 60% води, що знаходиться в ньому в різних формах, і це викликає істотне зниження міцності. При радіаційному опроміненні цементного каменю інтегральним потоком нейтронів з флюенсом $5 \dots 10 \cdot 10^{24}$ м⁻² усадка цементного каменю перевищує 2%, а міцність при стиску в пізньому віці знижується на 30...60%. Під впливом тривалого та інтенсивного опромінення відбуваються структурні зміни продуктів гідратації цементу. Встановлено, що такий продукт гідратації як гідроксид кальцію стає аморфним і, реагуючи з вуглекислим газом, перетворюється в кальцит.

Виділення води з цементного каменю посилюється при спільній дії радіаційного опромінення і механічного навантаження. Під таким навантаженням воно в 1,5...3 рази більше ніж у ненавантаженому стані. Втрата води та усадка цементного каменю, що виникає при цьому, під дією механічного навантаження призводить до розвитку повзучості. Міра повзучості цементного каменю при

опроміненні до $10,4 \cdot 10^{20} \text{ м}^{-2}$ у 10 разів перевищує його повзучість при звичайному нагріванні до $250...300^\circ \text{ С}$.

Під дією на бетон радіаційного опромінення йдуть деструктивні процеси, як у цементному камені, так і в заповнювачах. Відчутні деструктивні процеси в останніх виявляються при інтегральному потоці нейтронів з флюенсом більш $3 \cdot 10^{24} \text{ м}^{-2}$. З підвищенням дози випромінювання в структурі заповнювачів накопичуються дефекти, що призводять до анізотропного розширення їх кристалічної решітки, аморфізації та зниження щільності. Критична величина опромінення, після якої має місце значне зниження щільності і перехід в аморфний стан, залежить від виду породоутворюючих мінералів, що входять до відповідних гірських порід, з яких виготовлені заповнювачі. Так, для польового шпату критичне значення флюенсу нейтронів складає $7 \cdot 10^{24} \text{ м}^{-2}$, а для кристалічного кварцу – $7 \cdot 10^{23} \text{ м}^{-2}$.

Радіаційна стійкість гірських порід зростає зі зменшенням вмісту кристалічного кремнезему і розмірів кристалів. У вилитих породах радіаційна стійкість вища, ніж у глибинних. З підвищенням основності також відзначається певне підвищення радіаційної стійкості.

Модуль пружності бетону з підвищенням дози опромінення знижується внаслідок накопичення структурних дефектів. Ефект зниження модуля пружності при радіаційному впливі на бетон зростає зі збільшенням в ньому об'ємної концентрації заповнювачів, підвищенням їх крупності. З підвищенням крупності заповнювачів зростають радіаційні деформації бетону, збільшується концентрація напружень в контактній зоні, що веде до утворення і розкриття тріщин.

При тривалому інтенсивному радіаційному опроміненні бетону його міцність на стиск знижується приблизно в 4 рази, а міцність на розтягування в 2 рази.

Для порівняльної оцінки захисних властивостей різних бетонів можна використовувати такий показник як "*товщина*

шару половинного ослаблення" ($T \cdot 1/2$). Вона дорівнює товщині шару бетону, необхідній для ослаблення інтенсивності випромінювання в два рази.

$$T \frac{1}{2} = 0,693\lambda, \quad (5.5)$$

де λ – довжина релаксації, см, чисельно рівна товщині шару матеріалу, що послабляє потік випромінювання в e раз (тобто в 2,718 рази).

Для зменшення товщини захисту необхідно знижувати $T \frac{1}{2}$ шляхом підвищення щільності бетону, збільшення кількості зв'язаної води і застосування спеціальних добавок (боровмісних та ін.).

Для зменшення товщини захисних екранів при зведенні атомних електростанцій і підприємств з виробництва ізотопів поряд зі звичайними застосовують особливо важкі бетони з середньою густиною від 2500 до 7000 кг/м³ і гідратні бетони з високим вмістом хімічно зв'язаної води. Для одержання особливо важких бетонів використовують важкі природні або штучні заповнювачі: магнетитові, гематитові або лімонітові залізні руди, барит, металевий скрап, свинцевий дріб та ін.

Середня густина (т/м³) особливо важких бетонів на різних заповнювачах:

магнетитові	2,8 ... 4
гематитові	3,3 ... 3,9
баритовий	3,3 ... 3,6
з чавунним скрапом	3,7 ... 5

Лімонітовий, магнетитовий і гематитовий заповнювачі виготовляють із залізних руд певного складу. Магнетитові і гематитові заповнювачі отримують подрібненням і розсівом залізних руд, до складу яких входять відповідні мінерали – магнетит (Fe₃O₄) або гематит (Fe₂O₃). Густина магнетитової і гематитової руд 4,4...4,9 г/см³. Заповнювачем баритового бетону служить барит або баритова руда.

До заповнювачів для особливо важких бетонів висувають такі вимоги: мінімальна міцність при стиску

чавунного скрапу – 200 МПа, магнетиту – 200 МПа, лимоніту і гематиту – 35 МПа, бариту – 40 МПа; вміст оксидів Al_2O_3 і Fe_2O_3 в бариті не більше 1% від маси заповнювачів; водопоглинання магнетиту та бариту – 1...2, лимоніту і гематиту – 9...10%.

Характерні склади поширених видів особливо важких бетонів наведені в табл.5.5.

Таблиця 5.5

Склади особливо важких бетонів

Вид бетону	Витрата матеріалів на 1 м ³ бетону, кг				Середня густина бетону, кг/м ³
	цементу	дрібного заповнювача	крупного заповнювача	води	
Магнетитовий	389	1365	1762	184	3700
Гематитовий	300	1100	2140	195	3735
Баритовий	395	1352	1800	193	3740
З металічним заповнювачем	395	2637	2637	170	5839

У поєднанні із заповнювачами, що мають високу густину, можуть використовуватися і звичайні пісок або щебінь. Густина таких бетонів з комбінованими заповнювачами має проміжні значення.

Для захисних огорожень від одночасного впливу гамма і нейтронного випромінювань застосовують *гідратні бетони*, що містять важкі заповнювачі, і одночасно підвищений вміст хімічно зв'язаної води.

З метою поліпшення захисних властивостей бетону від нейтронного випромінювання в його склад вводять добавки, що містять легкі елементи – літій, кадмій, бор, наприклад, карбід бору, хлористий літій, сірчаноокислий кадмій та ін. Введення в бетон таких добавок у порівняно невеликій кількості (наприклад, карбіду бору 24...37 кг/м³) дозволяє зменшити товщину захисних екранів і знизити температуру їх радіаційного розігріву.

Частина II

ЕФЕКТИВНІ ВИДИ БЕТОНІВ ДЛЯ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД

6. ВИСОКОМІЦНІ БЕТОНИ

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 модифікаторів (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, що працюють при високих як статичних, так і динамічних навантаженнях і для фортифікаційних споруд [52 - 67].

6.1 Шляхи отримання високоміцних бетонів

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 (ВМЦ), швидкотверднучих (ШТЦ) в'яжучих та високоякісних заповнювачів;

2. Зниження V/C перш за все за рахунок введення в бетону суміш ефективних пластифікуючих добавок;

3. Регулювання процесів гідратації і структуроутворення бетону за рахунок комплексу ефективних технологічних рішень.

Розроблено чотири основних напрямки отримання ВМЦ і ШТЦ:

- послідовна оптимізація всіх переділів виробництва цементу при суворій регламентації технологічних параметрів;
- зміна складу клінкерних мінералів, їх легування шляхом введення в сировинну суміш спеціальних добавок;
- введення в цемент спеціальних кристалізаційних добавок для регулювання процесів кристалізації цементного каменю;
- синтез змішаних цементів, кожен з компонентів яких зміцнює елементи у процесі структури гідратаційного твердіння інших компонентів.

Для отримання ВМЦ і ШТЦ велике значення має тонкий помел і висока гомогенність сировинної суміші, достатній і рівномірний випал клінкеру, правильний підбір виду і зольності палива, різке охолодження клінкеру. Велике значення для активності клінкеру має також його мікрокристалічна структура. Цемент покращеної якості отримують переважно при чіткій правильній кристалізації аліту, що характерно для так званої монодобластичної структури, яка утворюється при оптимальних умовах випалювання. Рання міцність портландцементу визначається вмістом зерен менше 10 мкм, а більш пізня – до 30 мкм.

Вперше в Україні на Здолбунівському цементному заводі отримані високоміцні особливо швидкотверднучі цементи (ОШТЦ) за рахунок суттєвого підвищення у клінкерній складовій вмісту трикальцієвого силікату та оптимізації зернового складу цементу.

Поряд зі спеціальними високоміцними швидкотверднучими цементами, технологія яких випробувана на цементних заводах, але не впроваджена в достатній мірі, в будівельній індустрії для отримання високоміцного бетону,

можуть використовуватися цементи загальнобудівельного призначення, що виготовляє цементна промисловість України.

Міцність бетону може бути нижчою або вищою марки цементу. В останньому випадку слід мати на увазі, що при достатньо високих механічних характеристиках заповнювачів та їх адгезійних властивостях міцність бетону визначається міцністю цементного каменю, котра значно вище міцності цементно-піщаного розчину, що характеризує марку цементу.

Основними якісними показниками заповнювачів є їх механічні властивості, зерновий склад та наявність шкідливих домішок.

Для найбільш відповідальних видів бетонів, в тому числі високоміцних при виборі заповнювачів враховується їх густина, пористість та водопоглинання. Для таких бетонів застосовують щебінь або гравій з середньою густиною зерен не нижче $2,5 \text{ г/см}^3$ і водопоглинанням не більше 0,5% для заповнювача з вивержених і метаморфічних порід і 1% – осадових порід.

На якість заповнювачів істотно впливає вміст пилоподібних, глинистих і мулистих домішок, які визначаються зазвичай способом відмулювання. До пилоподібних відносять частинки розміром понад 0,005 до 0,05 мм, до глинистих і мулистих – до 0,005 мм. Обмеження вмісту відмулюючих домішок в заповнювачах обумовлено негативним впливом утворених ними плівок на зчеплення цементного каменю з заповнювачами, і, як наслідок, на міцність, морозостійкість та інші властивості бетону, водопотребу бетонних сумішей.

Вміст пилоподібних і глинистих домішок для крупного заповнювача з вивержених і метаморфічних порід в бетонах всіх класів має бути не більше 1%, осадових порід для бетонів класів 22.5 і вище – 2%.

Морозостійкість крупних заповнювачів для всіх видів важких бетонів не може бути нижче нормованої марки бетону за морозостійкістю. Необхідна морозостійкість щебеню та гравію нормується з урахуванням середньомісячної

температури найбільш холодного місяця в році. Якщо остання коливається від 0 до -10°C марка по морозостійкості щебеню і гравію повинна бути не нижче F100, від -10 до -20°C – F200, нижче -20°C – F300.

Для піску, що виконує роль дрібного заповнювача бетону, визначальними якісними ознаками є зерновий склад, вміст пилюватих і глинистих (відмулюючих) частинок і петрографічна характеристика. У разі невідповідності зернового складу природного піску рекомендованим вимогам застосовують коригувальні добавки. Для дрібних і дуже дрібних пісків це може бути укрупнююча добавка – більш крупний пісок в т.ч. пісок з відсіву дроблення природного каменю. Для крупних пісків при необхідності коригування зернового складу застосовують, навпаки, піски з меншим модулем крупності.

До шкідливих домішок в заповнювачах бетону, що викликають його корозію і погіршення якості поверхні, відносяться: аморфні різновиди діоксиду кремнію, (халцедон, опал, кремій та ін.); сірка, сульфіді, сульфати; магнетит, гідроксиди заліза. Міцність і довговічність бетону зменшують такі домішки в заповнювачах як вугілля, графіт, горючі сланці, апатит, нефелін, фосфорит. Деякі домішки, які містять водорозчинні хлориди, сірку, сульфіді і сульфати, можуть викликати корозію арматури в бетоні.

Основною закономірністю, що визначає міцність бетону є закон (правило) водоцементного відношення.

Вплив B/C на міцність бетону відображається у відомих розрахункових залежностях, які були розраховані різними авторами. З них найбільшого поширення набули відомі формули, запропоновані Б.Г. Скрамтаєвим, Ю.М. Баженовим.

В технології бетону найбільше поширення одержали пластифікатори, що покращують рухомість бетонної суміші без збільшення водовмісту. Збереження витрати води без погіршення легкоукладальності бетонних сумішей дозволяє поліпшити ряд властивостей бетонів – міцність, стійкість, непроникність і ін. Відповідно до ефективності

пластифікуючої дії, тобто збільшення рухомості бетонної суміші без зниження міцності бетону, пластифікатори поділяють на 4 категорії (табл.6.1).

Радикальним способом зменшення *В/Ц* без істотного погіршення легкоукладальності бетонної суміші є введення добавок суперпластифікаторів (СП). На відміну від звичайних пластифікаторів, що знижують витрату води до 10...15%, СП дозволяють скорочувати витрати води на 20...30% і відповідно збільшувати міцність бетонів.

Таблиця 6.1

Класифікація пластифікаторів бетонних сумішей

Категорія	Найменування	Збільшення <i>ОК</i> із 2...4 см	Зменшення кількості води, %
I	Суперпластифікатори	До 20 і більше см	не менше 20
II	Пластифікатори	14...19 см	не менше 10
III	Пластифікатори	9...13 см	не менше 5
IV	Пластифікатори	8 см і менше	менше 5

Суперпластифікатори (СП) почали застосовувати у виробництві бетону на початку 1970-х років. Завдяки їм виявилось можливим істотно покращити властивості бетону без збільшення витрати цементу, одержувати бетони з литих та самоущільнювальних сумішей з *ОК* > 20 см при помірному водовмісті, високоміцні бетони на звичайних портландцементях і заповнювачах з низькою проникністю, високою корозійною стійкістю і т.д. Введення СП є в даний час обов'язковою умовою виробництва високоякісних, високотехнологічних бетонів НРС.

Прийнята в даний час класифікація суперпластифікаторів (табл. 6.2) розділяє їх за складом і механізмом дії.

Механізм дії СП обумовлений комплексом фізико-хімічних процесів у системі цементне тісто-добавка. Механізм дії СП визначається головним чином:

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

Таблиця 6.2

Класифікація суперпластифікаторів

Позна-чення	Склад СП	Механізм дії	Відносна вартість полімеру, %
НФ	На основі сульфованих нафталінформальдегідних поліконденсатів	Електростатичний	40
МФ	На основі сульфованих мелаїноформальдегідних поліконденсатів	Електростатичний	80
ЛСТ	На основі очищених від цукрів лігносульфонатів	Електростатичний	20
П	На основі полікарбоксилатів і поліакрилатів	Стеричний	100

Добавки СП нового покоління типу П на основі полікарбоксилатів і поліакрилатів забезпечують збільшення осадки конуса бетонної суміші від 3 см до 21...24 см при дозуванні всього 0,17...0,22 % від маси цементу. Якщо бетонні суміші з добавками традиційних СП швидко втрачають рухливість, то суміші з добавками полікарбоксилатів знаходяться в пластичному стані 1,5...2 год. Висока здатність до зберігання бетонних сумішей із СП типу П робить їх особливо привабливими для монолітного будівництва і при тривалому транспортуванні. Як і інші СП, вони з успіхом застосовуються і при тепловолігній обробці бетону в

індустрії збірного залізобетону.

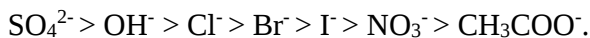
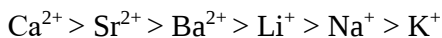
Регулювання процесів гідратації та структуроутворення може досягатись комплексом заходів, що включають регулювання тонкості помелу цементу, введення добавок-прискорювачів, введення високодисперсних мінеральних добавок, що прискорюють структуроутворення та вплив температури твердіння бетону.

Найбільш універсальним і ефективним способом модифікування структури і регулювання властивостей бетону є введення в бетонну суміш додаткових компонентів – добавок. В даний час в економічно розвинених країнах майже весь бетон, який випускається, виготовляється із застосуванням різноманітних добавок. Номенклатура відомих добавок надзвичайно різноманітна. Добавки, як правило, виконують поліфункціональний вплив на бетонні суміші і затверділий бетон.

Є різні класифікації добавок за основним ефектом їхньої дії. У табл. 6.3 наведена класифікація хімічних добавок, що запропонована ASTM.

На даний час досліджена велика група *хімічних добавок*, які створюють прискорюючу дію на цементний бетон. При виборі добавок враховують багато чинників, їх вплив на збереження бетонних сумішей у часі, твердіння бетону, корозію арматури, схильність до появи висолів та ін.

За даними В.С. Рамачандрана, за прискорюючим впливом на гідратацію C_3S катіони й аніони розташовуються в ряди:



Хімічні добавки - прискорювачі вводять для підвищення ранньої міцності бетону, зменшення витрати цементу, скорочення часу теплової обробки виробів, зниження температури прогрівання і часу попереднього витримування. Ефективність введення прискорювачів твердіння тим вища, чим коротший цикл тепловологісної обробки, нижче марка цементу і клас бетону, температура ізотермічного прогріву.

Таблиця 6.3

Класифікація хімічних добавок за ASTM

Тип	Технологічний ефект	Номер стандартів
A	Водозниження	C494
B	Уповільнення твердіння	C494
C	Прискорення твердіння	C494
D	Водозниження / уповільнення твердіння	C494
E	Водозниження / прискорення твердіння	C494
F	Значне водозниження / уповільнення твердіння	C494
	Пластифікування для литого бетону	C1017
	Пластифікування / уповільнення твердіння литого бетону	C1017
	Повітровтягування	C260
	Добавки для торкрет-бетону	C1141

Мінеральними добавками прийнято називати тонкодисперсні добавки з мінеральних матеріалів, що вводять в бетонні суміші в кількості звичайно більше 5% для економії цементу або надання бетонам спеціальних властивостей. За походженням добавки цього типу бувають як природними, так і техногенними.

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

В основу класифікації активних мінеральних добавок, прийнятої в європейських країнах і США, покладені їхня

активність і хіміко-мінералогічний склад (табл. 6.4).

Стандарт США встановлює склад і вимоги до трьох класів мінеральних добавок, що вводять в бетонну суміш (табл.6.4):

- клас N - сирі й випалені натуральні пуцолани (діатоміти, сланці, туфи, попели, пемза);
- клас F – зола-виносу, яку отримують при спалюванні антрациту або бітумінозного вугілля;
- клас C – зола-виносу, яку отримують із бурого вугілля.

Таблиця 6.4

Вимоги до пуцоланових добавок і золи-виносу
(стандарт США)

Показники	Клас мінеральної добавки		
	N	F	C
Мінімальний вміст $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$, %	70	70	50
Вміст SO_3 , %, не більше	4	5	5
Вологість, %, не більше	3	3	3
Втрати при прожарюванні, %, не більше	10	6	6
Втрати при прожарюванні, %, не більше	34	34	34
Залишок на ситі з розміром отворів 45 мкм, %, не більше	75	75	75
Величина активності, %, не менше в 7 діб	0,8	0,8	0,8
Автоклавне розширення або усадка, %, не більше			

До високоактивних мінеральних добавок у бетон, все ширше застосовуваним в останні десятиріччя, відносяться ультрадисперсні відходи виробництва феросплавів, т.зв. мікрокремнезем (МК). Мікрокремнезем являє собою

конденсований аерозоль, що вловлюється фільтрами систем газоочистки плавильних металургійних печей. Він містить частки сферичної форми із середнім діаметром 0,1 мкм і питомою поверхнею 15000...25000 м²/г і вище. Його насипна густина – 150...250 кг/м³. За хімічним складом МК поданий в основному некрystalічним кремнеземом, вміст котрого звичайно перевищує 85 і досягає 98%. Мікрокремнезем як добавка в бетони був уперше запропонований на початку 50-х, а почав масово використовуватися з початку 70-х років минулого сторіччя в Норвегії, а потім і інших країнах. Відповідно до норвезьких норм, кількість діоксиду кремнію в МК повинна бути не менше 85%, а дозування добавки в бетон - не вище 10% маси цементу. Унікальна питома поверхня (до 2000 м²/кг) у сполученні з аморфізованою структурою часток, наявністю таких домішок як карбід кремнію, що мають високу поверхневу енергію, обумовлюють високу структуруючу і реакційну здатність цього матеріалу в порівнянні з іншими активними мінеральними добавками. Вміст МК у бетонах рекомендується в кількості 20...50 кг/м³.

Мікрокремнезем із-за надзвичайно високої дисперсності й аморфної структури часток викликає істотне збільшення водопотреби бетонних сумішей, тому його застосовують у комбінації із суперпластифікаторами.

Поряд із МК в якості ефективних модифікаторів бетону за певних умов (висока дисперсність, комбінація із суперпластифікаторами й ін.) можуть служити й інші мінеральні матеріали – метакаолін, цеоліти й ін.

Одним із шляхів покращення структуроутворення є зменшення капілярної пористості і покращення властивостей бетону шляхом просочення бетону полімерними речовинами або мономерами з подальшою полімеризацією (отримання бетонополімерів).

При просоченні бетону змінюється його структура, у першу чергу радикально зменшується відкрита капілярна пористість, ущільнюється контактна зона цементного каменю з заповнювачами. У результаті зменшується водопоглинання й

істотно зростає міцність, поліпшуються інші фізико-механічні властивості. При цьому бетони більш низької міцності характеризуються більш високим коефіцієнтом зміцнення ($K_{зміц}$).

6.2 Високоміцні швидкотверднучі бетони

Для зведення споруд в найкоротші терміни при застосуванні цементів загально-будівельного призначення, актуальною є проблема забезпечення поряд з високою міцністю в марочному віці і достатньо високої ранньої міцності бетону (у віці до 1 доби). Для бетонів типу High Performance Concrete міцність у віці 2 доби коливається в межах 30...50 МПа.

Відповідно до теоретичних уявлень забезпечення ранньої міцності бетону можливе при зниженні B/C до гранично можливих значень з одночасним підвищенням ступеня гідратації цементу. Міцність бетону на кондиційних заповнювачах пропорційна міцності цементного каменю. При однаковій міцності цементного каменю міцність бетону тим більша, чим більший модуль пружності крупного заповнювача і краще його зчеплення з цементним каменем. У тих випадках, коли міцність заповнювачів не менша міцності цементного каменю при достатньому зчепленні їх з цементним каменем, вона не здійснює суттєвого впливу на міцність бетону. При гранично низьких значеннях B/C великі можливості для збільшення міцності цементного каменю відкриваються вже при порівняно невеликому збільшенні ступеня гідратації цементу α . Наприклад, перехід від $\alpha=0,2$ до $\alpha=0,3$ при $B/C=0,2$ дозволяє довести міцність цементного каменю $f_{ц,к}$ до 73,8 МПа, в той час як при $B/C=0,3$ розрахункові значення $f_{ц,к}$ при $\alpha = 0,3$ складають лише 32,7 МПа, тобто більш ніж в 2 рази нижчі.

Збільшення ступеня гідратації цементу в ранні терміни твердіння при певному хіміко-мінералогічному складі досягається комплексом відомих технологічних прийомів і, перш за все, збільшенням його питомої поверхні за рахунок збільшення під час помелу вмісту найбільш тонких частинок

(менше 5...10 мкм), а також введенням добавок прискорювачів твердіння. З опублікованих експериментальних даних випливає, що збільшення тонкості помелу з 300 до 500 м²/кг, а також введення ряду добавок прискорювачів найбільш значно збільшує ступінь гідратації портландцементу в ранні терміни твердіння через 1...3 доби.

Вплив добавок-прискорювачів також є найбільш суттєвим в перші терміни твердіння цементного каменю до певного оптимального дозування. Важливими умовами позитивного впливу підвищеної тонкості помелу цементу і добавок прискорювачів тверднення на міцність поряд з досягненням більш високого ступеня гідратації і, як наслідок більш низької капілярної і загальної пористості є зменшення розміру пор і поліпшення структури цементного каменю, що твердіє.

У табл. 6.5 за даними О.В. Волженського наведені значення границі міцності при стиску алітового портландцементу і відповідні експериментальні значення його ступеню гідратації.

Таблиця 6.5

Вплив тривалості твердіння цементного каменю нормального твердіння на міцність і ступінь гідратації

Показники	Терміни твердіння зразків, діб					
	1	3	7	28	90	180
Границя міцності цементного каменю при стиску, МПа ($f_{u,k}$)	17,2	28,4	45,7	70,2	86,7	92,4
Експериментальні значення ступеня гідратації (α_e)	0,2	0,31	0,35	0,43	0,51	0,60

У табл. 6.6 наведені експериментальні дані щодо впливу на ранню міцність цементного каменю при низьких

значеннях B/C зміни тонкості помелу та типу цементу. Застосовували портландцементи ПЦ I-500Н та ПЦ II/A-III-500 (ПАТ “Волинь-Цемент”) з розрахунковим мінералогічним складом клінкеру: C_3S – 68,4%, C_2S – 13,05%, C_3A – 7,05%, C_4AF – 11,5%. Вихідна питома поверхня цементу $S_{пит}=350$ м²/кг. Міцність цементу при стиску в умовах нормального твердіння через: 2 доби – 38,7 МПа, 7 діб – 41,1 МПа, 28 діб – 53,1 МПа. Для визначення показників міцності виготовляли зразки-кубики з цементного тіста, що тверділи в нормальних умовах 12 год, 1 добу, 7 і 28 діб. Ступінь гідратації визначали за кількістю води, що не піддається випаровуванню.

Таблиця 6.6

Вплив домелу цементу та його типу на ступінь гідратації і міцність цементного каменю

№ з/п	В/Ц	S _{пит} цементу, м ² /кг	Ступінь гідратації (α) / міцність цементного каменю, МПа, через				
			години	доби			
			12	1	2	7	28
Портландцемент ПЦ І							
1	0,2	350	<u>0,19</u> 29,3	<u>0,28</u> 64,7	<u>0,33</u> 88,2	<u>0,36</u> 103,2	0,41 129,4
2	0,2	450	<u>0,31</u> 78,5	<u>0,39</u> 118,8	<u>0,41</u> 129,4	<u>0,45</u> 151	<u>0,47</u> 162
3	0,25	350	<u>0,22</u> 24,8	<u>0,3</u> 47,7	<u>0,35</u> 64,7	<u>0,4</u> 83,3	<u>0,46</u> 107,3
4	0,25	450	<u>0,35</u> 64,7	<u>0,41</u> 87,2	<u>0,46</u> 107,3	<u>0,51</u> 128,3	<u>0,55</u> 145,5
5	0,3	350	<u>0,23</u> 18,3	<u>0,34</u> 42,4	<u>0,41</u> 61,7	<u>0,49</u> 86,6	<u>0,58</u> 117
6	0,3	450	<u>0,37</u> 50,4	<u>0,45</u> 73,8	<u>0,55</u> 106,6	<u>0,61</u> 127,6	<u>0,65</u> 141,9

Продовження таблиці 6.6

№ з/п	В/Ц	S _{н_{ит}} цементу, м²/кг	Ступінь гідратації (α) / міцність цементного каменю, МПа, через				
			години	добы			
			12	1	2	7	28
Портландцемент ПЦ II/A							
1	0,2	350	<u>0,18</u> 29,0	<u>0,26</u> 63,2	<u>0,31</u> 86,8	<u>0,34</u> 101,1	<u>0,40</u> 127,5
2	0,2	450	<u>0,30</u> 78,2	<u>0,38</u> 117,3	<u>0,39</u> 128,8	<u>0,42</u> 151,5	<u>0,46</u> 160,8
3	0,25	350	<u>0,20</u> 21,6	<u>0,27</u> 44,1	<u>0,31</u> 60,9	<u>0,35</u> 78,4	<u>0,41</u> 100,1
4	0,25	450	<u>0,34</u> 62,4	<u>0,39</u> 86,6	<u>0,45</u> 104,9	<u>0,48</u> 126,1	<u>0,52</u> 145,9
5	0,3	350	<u>0,24</u> 16,1	<u>0,35</u> 40,7	<u>0,41</u> 57,6	<u>0,48</u> 83,5	<u>0,56</u> 112,3
6	0,3	450	<u>0,36</u> 48,0	<u>0,45</u> 71,5	<u>0,56</u> 105,9	<u>0,60</u> 125,1	<u>0,66</u> 138,1

Аналіз даних табл. 6.6, підтверджуючи розглянуті вище закономірності, показує можливість досягнення при $B/C=0,2\dots0,25$ і питомої поверхні цементу ($S_{num}=450$ м²/кг) досить високих значень міцності цементного каменю не тільки у віці 1 доби і більшому, але й при тривалості нормального твердіння вже 12 год. При низьких B/C заміна портландцементу I типу на II практично не впливає на отримані значення ступеня гідратації та міцності цементного каменю.

Нижче наведені результати досліджень впливу суперпластифікаторів різних видів на ранню міцність бетону, отриманого на портландцементних I і II типів, проаналізована їх ефективність. В якості заповнювачів були використані кварцовий пісок з $M_{кр}=1,8$ і гранітний щебінь фракції 5...20 мм.

У табл. 6.7 і на рис. 6.1 приведені отримані значення дані міцності бетонів із сумішей однакової рухомості без

добавки і з добавкою поширеного суперпластифікатора С-3 в кількості 0,7% від маси цементу. Застосування добавки при постійній витраті цементу дозволило збільшити марочну міцність приблизно на один клас, а міцність у віці 1 доба виросла на 27...51%. Подальші дослідження проводились на типовому середньоалюмінатному цементі І типу виробництва ПАТ “Волинь-цемент” (м. Здолбунів).

Таблиця 6.7

Підвищення ранньої міцності бетону при введенні
суперпластифікатора С-3

Тип цементу, виробник	<i>B/C=0,57</i>				<i>B/C=0,47</i>			
	OK, см				OK, см			
		1 доба	7 діб	28 діб		1 доба	7 діб	28 діб
ПЦ І Здолбунів	10,5	8,8	15,8	28,2	12	12,4	22,7	35,7
ПЦ П/Б, Кривий Ріг	10	6,55	13,8	23,85	12	9,0	17,5	29,9
ПЦ П /А, Здолбунів	15	7,5	13,95	26,0	16	11,3	20,2	33,5

Аналогічні дослідження були виконані із застосуванням інших пластифікуючих добавок, розповсюджених на ринку України.

У табл. 6.8 наведено порівняльну ефективність досліджених пластифікуючих добавок у разі застосування їх для зниження витрати води при збереженні рухомості суміші і підвищення ранньої міцності. Найбільшу водоредукуючу здатність мали добавки полікарбоксилатного типу (Mapei Dynamon SR3, Melflux 2651F BASF), які дозволяють забезпечити і максимальне підвищення ранньої міцності.

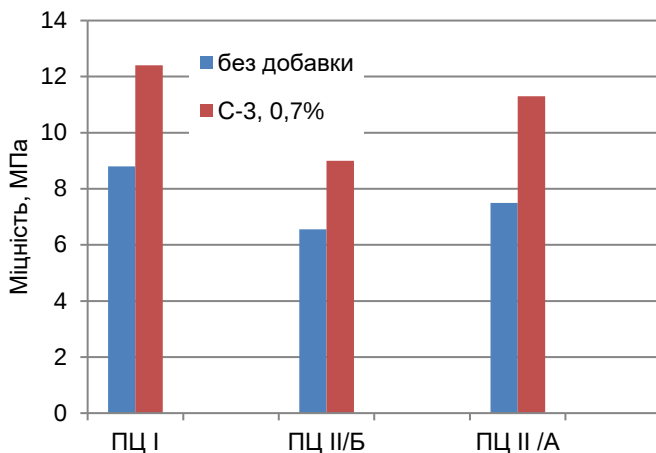


Рис. 6.1. Збільшення міцності бетону через 24 год твердіння при зниженні водовмісту бетонної суміші за рахунок введення суперпластифікатора

Як альтернативу підвищення питомої поверхні цементу можна розглядати введення добавок прискорювачів твердіння. У табл. 6.9. наведені результати впливу введення добавок-прискорювача нітрату кальцію на ступінь гідратації та міцність цементного каменю при зниженому B/C . Кінетика росту міцності цементного каменю на тонкомеленому алітовому цементі і цементі з добавкою прискорювача твердіння при $B/C=0,2...0,3$ істотно відрізняється від традиційної і характеризується набором міцності на стиск через 12 год – до 50% і через 1добу – до 70% від 28 добової.

Позитивний ефект, особливо на ранню міцність високоміцних бетонів, досягається при комплексному впливі добавок суперпластифікаторів і прискорювачів твердіння.

Таблиця 6.8

Порівняльна ефективність добавок пластифікаторів

Добавка	Витрата, % від маси цементу (на суху речовину)	Водоредукуюча здатність, %		Усереднене збільшення ранньої міцності, %	
		цемен- тне тісто	бетонна суміш	цемен- тний камінь	бетон
ЛСТ	0,2	7...10	8...12	8...14	10...15
Sika Plastiment BV-60	0,3	9...11	10...12	9...18	10...20
C-3	0,35	10...13	12...15	10...22	10...20
	0,5	15...16	16...18	16...31	15...30
	0,7	18...21	18...20	32...48	29...49
Mapei Dynamon SP3	0,2	28...31	30...35	40...58	42...60
	0,35	39...42	40...45	55...85	60...90
Mapei Dynamo n SR3	1	20...25	22...28	40...55	38...52
	1,5	26...32	30...35	40...58	38...55
Melflux	0,5	30...32	30...35	42...63	40...60
	1	38...42	40...45	60...90	57...89

Примітка. Водоредукуючий ефект визначався за формулою:

$$BPE = \frac{B-B_0}{B_0} \cdot 100\%.$$

Таблиця 6.9

Вплив водоцементного відношення і введення
добавки-прискорювача твердіння на ступінь гідратації і
міцність цементного каменю

№ з/п	В/Ц	Ступінь гідратації (α) / міцність цементного каменю, МПа, через				
		години	добы			
		12	1	2	7	28
без прискорювача						
1	0,25	<u>0,22</u> 24,8	<u>0,3</u> 47,7	<u>0,35</u> 64,7	<u>0,4</u> 83,3	<u>0,46</u> 107,3
2	0,3	<u>0,23</u> 18,3	<u>0,34</u> 42,4	<u>0,41</u> 61,7	<u>0,49</u> 86,6	<u>0,58</u> 117
Нітрат кальцію (1,5% маси цементу)						
3	0,25	<u>0,30</u> 64,5	<u>0,34</u> 73,5	<u>0,40</u> 81,4	<u>0,45</u> 89,8	<u>0,52</u> 115,5
4	0,3	<u>0,35</u> 57,1	<u>0,41</u> 60,1	<u>0,46</u> 67,8	<u>0,52</u> 79,9	<u>0,61</u> 104,5

Введення в якості основної добавки суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux дозволило отримати бетонну суміш з рухомістю 16...22 см при $V/C=0,25$. На 28-му добу міцність при стиску без використання додаткових добавок становила 102 МПа. На 12 годину твердіння бетон набрав 30,7 МПа, а на 1-шу добу – 52,6, що становить 30 і 50% від марочної, відповідно (табл. 6.10).

Для розрахунків міцності високоміцних також як і рядових бетонів можуть бути застосовані формули загального виду.

Таблиця 6.10

Результати дослідження комплексного впливу
суперпластифікатора полікарбоксилатного типу з добавками
прискорювачами різних типів

Вид добавки, Прискорювач твердіння	В/ Ц	ОК, см	Міцність при стиску (МПа) у віці (діб)						
			12 год	1	2	7	28	90	180
Без добавок	0, 48	15	7,2	16,6	23,2	35,5	50,2	57,2	58
Основна добавка Melflux 2651F (0,5%)									
-	0, 25	20	30,7	52,6	76,8	96	102	109,5	110,8
Релаксол-Темп – 3, 1,5%		6	44,2	54,4	75,2	81,2	100,2	109,2	112
Релаксол-Антифриз FS, 1,5%		22	56,2	72,4	82,8	102,8	106,8	108,9	109,6
Релаксол-Антифриз FSR, 1,5%		22	58,4	74	87,2	103,6	107,4	111,4	113
Релаксол-Супер ПК, 1%		16	55,6	73,2	92,2	110	111,4	113	114,6
Релаксол-Універсал ВМ, 7%		16	58,4	72	89,2	102,8	115,2	115,2	115,2
Нітрат Кальцію, 1,5%		21	48,4	70	83	94,2	114,2	120,5	121,5

При застосуванні портландцементу, середнього кварцового піску і щебеню зі щільних вивержених порід для розрахунків складів високоміцних швидкотверднучих бетонів рекомендовані наступні рівняння:

$$f_{cm}^{12\text{год}} = 0,24R_{ц}(\text{Ц/В} - 0,29), \quad (6.1)$$

$$f_{cm}^{1\text{доба}} = 0,27R_{ц}(\text{Ц/В} - 0,33), \quad (6.2)$$

$$f_{cm}^{7\text{діб}} = 0,56R_{ц}(\text{Ц/В} - 0,3), \quad (6.3)$$

$$f_{cm}^{28\text{діб}} = 0,73R_{ц}(\text{Ц/В} - 0,33). \quad (6.4)$$

Дані формули можуть бути використані для проектування складів високоміцних бетонів, що твердіють в нормальних умовах.

Статистична обробка експериментальних даних показує, що величина відношення f_{cm}^n/f_{cm}^{28} при постійній температурі може бути задовільно описана рівнянням (6.5), а з урахуванням можливого впливу температури в діапазоні 5...40°С – (6.6).

$$f_{cm}^n/f_{cm}^{28} = a \cdot \ln(n) + b, \quad (6.5)$$

$$f_{cm}^n/f_{cm}^{28} = a_1 \cdot \ln(n) + b_t \cdot t + c, \quad (6.6)$$

де n – тривалість тверднення, діб;

t – температура тверднення, °С.

Розрахункові значення коефіцієнтів у рівняннях (6.5) і (6.6) приведені в табл. 6.11.

Таблиця 6.11

Значення коефіцієнтів у рівняннях (6.5) і (6.6)

Проектування міцності бетону, МПа	Рівняння (6.5) $t=20^\circ\text{C}$		Рівняння (6.6) $t=5\ldots40^\circ\text{C}$		
	a	b	a_1	b_t	c
20...30	0,242	0,24	0,242	0,0115	0,008
35...50	0,218	0,33	0,218	0,0134	0,063
≥ 60	0,166	0,4473	0,166	0,0133	0,180 6

Збільшення прогнозуючої здатності рівнянь (6.1...6.6) при проектуванні складів бетону досягається введенням мультиплікативного коефіцієнта $pA=A_1 \cdot A_2 \cdot \dots \cdot A_n$, що враховує комплекс впливаючих на міцність бетону факторів, в тому числі тривалості і температури твердіння.

При необхідності прогнозування міцності при відомому складі бетону або знаходженні необхідного Ц/В для забезпечення заданої міцності при певній температурі (t) і тривалості твердіння, (n) розрахункове рівняння набуває загальний вигляд:

$$f_{cm} = (a \cdot \ln(n) + b_t \cdot t + c) \cdot [A \cdot R_{ц}(\text{Ц/В} - b)] \quad (6.7)$$

Рівняння (6.7), конкретизоване для певних вихідних матеріалів і діапазону класів бетону по міцності, а також температурного інтервалу, може бути використано також для розрахунку необхідних значень тривалості твердіння і температури для досягнення заданої міцності. Рівняння (6.6) і (6.7) з коефіцієнтами, наведеними в табл. 6.11 справедливі при $n=1...28$ діб і $t=5...40^\circ \text{C}$.

Уточнення емпіричних коефіцієнтів у рівняннях міцності може бути виконано за допомогою аналізу відповідних експериментально-статистичних моделей. У табл. 6.12 приведені значення коефіцієнтів $A_{\tau, t}$ для високоміцних бетонів при можливих змінах температури ($x_1=40...80^\circ \text{C}$) та тривалості ($x_2=4...8$ год) ізотермічної витримки при тепловологісній обробці (ТВО).

Аналіз рівнянь (6.8...6.11), наведених в табл. 6.12 підтверджує високу енергоефективність високоміцних бетонів. Вже через 2 години після ТВО при тривалості ізотермічної витримки 4 години і температурі 80°C їх міцність наближається до 70% марочної. При температурі 40°C і тривалості ізотермічного прогріву 8 год. міцність після пропарювання перевищує 50% марочної. Через 1 добу після ТВО при 60°C і 4 години ізотермічної витримки міцність бетону досягає 85% марочної.

Таблиця 6.12

Рівняння для розрахунку коефіцієнтів $A_{\tau,t}$

Міцність пропарених бетонів на стиск, МПа	Розрахункові рівняння
2 год	$A_{\tau,t}^{2\text{год}} = 0,62 + 0,16x_1 + 0,12x_2 - 0,05x_1^2 - 0,04x_2^2 - 0,09x_1x_2 \quad (6.8)$
1 доба	$A_{\tau,t}^{1\text{доба}} = 0,84 + 0,08x_1 + 0,04x_2 - 0,05x_1^2 - 0,01x_2^2 - 0,005x_1x_2 \quad (6.9)$
7 діб	$A_{\tau,t}^{7\text{діб}} = 0,86 + 0,09x_1 + 0,04x_2 + 0,04x_1^2 - 0,004x_2^2 - 0,04x_1x_2 \quad (6.10)$
28 діб	$A_{\tau,t}^{28\text{діб}} = 0,94 + 0,04x_1 + 0,02x_2 + 0,02x_1^2 + 0,003x_2^2 - 0,01x_1x_2 \quad (6.11)$

Примітка. В рівняннях (6.8...6.11) $x_1=(t_{\text{пр}}-60)/20$, $x_2=(\tau_{\text{із}}-6)/2$, де $t_{\text{пр}}$ і $\tau_{\text{із}}$ – відповідно температура та тривалість ізотермічного прогріву бетону при пропарюванні.

Спільне використання рівнянь (6.1...6.4) і (6.8...6.11) дозволяє вирішувати ряд завдань проектування як складів бетонних сумішей, так і технологічних параметрів виготовлення бетону із заданою, у тому числі ранньою, міцністю і зокрема:

- визначати необхідні значення Ц/В і R_c при заданих параметрах теплової обробки;
- визначати необхідні значення температури та тривалості теплової обробки, що забезпечують прийнятні або мінімально можливі значення Ц/В;
- визначати необхідну тривалість тверднення бетону після ТВО, що дозволяє при заданих параметрах складу і теплової обробки досягати необхідну відпускну міцність або коректувати ці параметри, враховуючи можливу тривалість витримки виробів до їх відвантаження.

Приклади

6.1. *Визначити необхідне значення Ц/В для отримання бетону з міцністю при стиску у віці 28 діб $f_{cm}^{28} = 80$ МПа з досягненням через 2 доби твердіння міцності 50% від проектної. Активність цементу $R_c = 52,5$ МПа. Розрахувати мінімальне значення температури при якому може досягатися заданий показник міцності у віці 2 діб. Розрахувати наскільки можна скоротити тривалість твердіння бетону з досягненням міцності 80 МПа при підвищенні температури твердіння до 40° С.*

Попередньо за допомогою формули (6.4) знаходимо значення Ц/В, яке буде забезпечувати досягнення необхідної міцності бетону у віці 28 діб.

$$\frac{Ц}{В} = \frac{f_{cm}^{28}}{0,73R_c} + 0,33 = \frac{80}{0,73 \cdot 52,5} + 0,33 = 2,42$$

За формулою 6.6, з урахуванням коефіцієнтів, наведених у таблиці 6.11, розрахуємо відповідне значення Ц/В для забезпечення необхідної міцності 40 МПа у віці двох діб:

$$\frac{Ц}{В} = \frac{40}{(0,166 \cdot \ln(2) + 0,0133 \cdot 20 + 0,180) \cdot 0,73 \cdot 52,5} + 0,33 = 2,19$$

Відповідно до наведеного розрахунку весь набір заданих міцнісних показників бетону забезпечується при Ц/В=2,42.

Розраховуємо за допомогою рівняння (6.6) мінімальне значення температури твердіння бетону, при якій буде забезпечуватися необхідне значення міцності бетону у віці двох діб при Ц/В=2,42.

$$t = \frac{\frac{f_{cm}^{2\text{доби}}}{f_{cm}^{28}} - a \ln(n) - c}{b_t} =$$

$$= \frac{\frac{40}{80} - 0,166 \cdot \ln(2) - 0,1806}{0,0133} = 15,3^\circ\text{C}$$

Для забезпечення необхідної міцності 40 МПа на другу добу мінімальна температура твердіння бетону повинна становити не менш як 15,3° С. Однак, значення міцності бетону у віці 28 діб при такій температурі твердіння, як впливає з рівняння 6.7 становитиме:

$$f_{cm}^{28} = ((0,166 \cdot \ln(28) + 0,0133 \cdot 15,3 + 0,1806) \cdot 0,73 \cdot 52,5 \cdot (2,42 - 0,33)) = 75,1 \text{ МПа}$$

За формулою (6.7) розраховуємо необхідну тривалість тверднення бетону до досягнення ним міцності 80 МПа при збільшенні температури тверднення до 40° С.

$$\ln(n) = \frac{\frac{f_{cm}^{28}}{f_{cm}^{28}} - b_t \cdot t - c}{a} =$$

$$= \frac{1 - 0,0133 \cdot 40 - 0,1806}{0,166} = 1,73$$

Відповідно $n \approx 2$ доби.

6.2. Визначити необхідне значення Ц / В для отримання бетону з міцністю при стиску через 28 діб після проходження тепловологісної обробки $f_{cm}^{28} \geq 100 \text{ МПа}$ з досягненням через 2 години після тепловологісної обробки (тривалість ізотермічної витримки 8 годин, температура ізотермічної витримки 60°С) 70% від проектної міцності ($f_{cm}^{\text{TBO}} = 70 \text{ МПа}$). Прийняти $R_{ct}^{28} = 52 \text{ МПа}$.

Попередньо за допомогою формул (6.8) і (6.11) знаходимо значення коефіцієнта $A_{\tau,t}$, який відповідає заданому режиму ТВО. Для цього переводимо значення температури і тривалості ізотермічної витримки в кодований вид:

$$X_1 = (60 - 60) / 20 = 0, \quad X_2 = (8 - 6) / 2 = 1$$

$$A_{\tau,t}^{2\text{год}} = 0,62 + 0,16 \cdot 0 + 0,12 \cdot 1 - 0,05 \cdot (0)^2 - 0,04 \cdot 1^2 - 0,09 \cdot 0 \cdot 1 = 0,7$$

$$A_{\tau,t}^{28} = 0,94 + 0,04 \cdot 0 + 0,02 \cdot 1 + 0,02 \cdot (0)^2 + 0,003 \cdot 1^2 - 0,01 \cdot 0 \cdot 1 = 0,963$$

Користуючись формулою (6.4) з додатковим урахуванням розрахованих значень коефіцієнтів $A_{\tau,t}^{2\text{год}}$ і $A_{\tau,t}^{28}$, визначаємо необхідне значення σ / B , яке буде забезпечувати досягнення заданої міцності бетону після тепловологісної обробки

($f_{cm}^{TBO} = 70 \text{ МПа}$) і через 28 діб тверднення ($f_{cm}^{28} \geq 100 \text{ МПа}$).

$$\sigma/B = (f_{cm}^{TBO}) / (0,73 A_{\tau,t}^{2\text{год}} R_{\sigma}) + 0,33 = (70 / 0,73 \cdot 0,7 \cdot 52) + 0,33 = 2,94$$

$$(\sigma/B)_1 = (f_{cm}^{28} / 0,73 A_{\tau,t}^{28} R_{\sigma}) + 0,33 = (100 / 0,73 \cdot 0,963 \cdot 52) + 0,33 = 3,04$$

Відповідно до наведеного розрахунку весь набір заданих міцнісних показників бетону забезпечується при $\sigma/B = 3,04$.

6.3. *Розрахувати чи буде забезпечуватися необхідна відпусчна міцність бетону через 2 години після тепловологісної обробки не менше 30 МПа при значенні σ/B визначеному в попередньому прикладі ($\sigma/B = 3,04$), але при зменшенні тривалості ізотермічної витримки до 4 годин, температури до 40° С.*

Попередньо за допомогою формули (6.8) знаходимо значення коефіцієнта $A_{\tau,t}$, який відповідає заданому режиму ТВО. Для цього переводимо значення температури і тривалості ізотермічної витримки в кодований вид: $X_1=(40-60)/20=-1$, $X_2=(4-6)/2=-1$.

$$A_{\tau,t}^{2\text{год}} = 0,62 + 0,16 \cdot (-1) + 0,12 \cdot (-1) - 0,05 \cdot (-1)^2 - 0,04 \cdot (-1)^2 - 0,09 \cdot (-1) \cdot (-1) = 0,16$$

Користуючись формулою (6.4) з урахуванням розрахованого значення коефіцієнта $A_{\tau,t}^{2\text{год}}$ і заданого значення Ц/В, визначаємо міцність бетону через 2 години після_тепловологісної_обробки:

$$f_{ct}^{2\text{год}} = 0,73 A_{\tau,t}^{\text{ТВО}} R_{\text{ц}} \left(\frac{\text{Ц}}{\text{В}} - 0,33 \right) = 0,73 \cdot 0,16 \cdot 52,5 (3,04 - 0,33) = 16,6 \text{ МПа}$$

Задана умова не виконується. Для забезпечення необхідної відпускну міцності бетону необхідно застосувати комплекс відповідних технологічних заходів (коригування режиму ТВО, введення добавок-прискорювачів та ін.).

6.3 Високоміцні бетони з добавкою метакаоліну

З активних мінеральних добавок, що вводяться у бетони і забезпечують суттєве підвищення їх міцності, найбільш поширений мікрокремнезем.

Конкурентоздатною мінеральною добавкою для створення вискоєфективних поліфункціональних модифікаторів бетонів та розчинів, яка може замінити мікрокремнезем, є високоактивний метакаолін (МТК). Ряд досліджень присвячені використанню метакаоліну з метою заміни цементу в бетонах і будівельних розчинах. У більшості досліджень ефект метакаоліну головним чином пов'язаний з його високою пуцолановою активністю.

Нами було проведено дослідження впливу добавки-метакаоліну, виготовленого підприємством ТОВ “Західна каолінова компанія” на властивості бетонних сумішей та бетону з метою отримання високоміцного бетону. Метакаолін, що виробляється даним підприємством являє собою дисперсний продукт, отриманий термообробкою збагаченого природного каоліну Дерманківського родовища Рівненської області. Були визначені основні характеристики метакаоліну (хімічний склад, будівельно-технічні властивості (табл. 6.13)), що стало основою для розробки технічних умов ТУ У В.2.7-08.1-31108661-001:2014 “Добавка мінеральна до бетонів та розчинів - метакаолін високоактивний. Технічні умови”.

У дослідженнях були використані такі вихідні матеріали:

- середньоалюмінатний портландцемент ПЦ І-500 (ВАТ “Волинь- цемент”, м. Здолбунів);
- пісок кварцовий $M_k=1,6$ і $2,4$;
- щебінь гранітний (суміш фракцій 5...10 мм (40 %) і 10...20 мм (60%));
- суперпластифікатор С- 3.

Таблиця 6.13

Фізико-технічні властивості високоактивного метакаоліну

Назва показника	Вимоги ТУ У 08.1-31108661-001:2014	Фактичні значення для зразка №				
		1	2	3	4	5
Масова частка алюміній оксиду Al_2O_3 , %	не менше 40,0	42,0	41,1	40,8	42,1	40,3
Масова частка силіцій оксиду SiO_2 , %	не менше 50,0	53,2	54,5	54,8	53,9	55,5

Продовження табл. 6.13

Назва показника	Вимоги ТУ У 08.1- 31108661- 001:2014	Фактичні значення для зразка №				
		1	2	3	4	5
Масова частка ферум (III) оксиду Fe_2O_3 , %	не більше 2,0	0,90	1,06	1,24	0,98	1,40
Масова частка суми оксидів $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$	не більше 3,0	1,8	1,9	1,5	2,0	1,7
Масова частка кальцій оксиду CaO , %	не більше 0,9	0,53	0,41	0,36	0,48	0,45
Розчинний у воді хлорид (Cl^-), % за масою	не більше 0,01	0,01	0,008	0,01	0,007	0,009
Втрати при про- жарюванні, %	не більше 1,0	0,34	0,81	0,93	0,51	0,98
Концентрація водневих іонів водної витяжки (pH)	7,5-9,5	7,7	8,2	7,5	8,4	7,8
Насипна густина, кг/м^3	не менше 350 не більше 600	454	426	413	438	406
Залишок на ситі № 0063), %	не більше 0,5	0,46	0,42	0,38	0,48	0,32
Індекс активності	не менше 90%	94,7	98,1	104,1	95,8	94,5

Тонкодисперсні мінеральні добавки, в т.ч метакеолин, при покращенні ряду властивостей сумішей, разом з цим збільшують їхню водопотребу. Використання поліфункціонального модифікатору (ПФМ) на основі суперпластифікатору та метакеолину за умови раціонального підбору їхнього складу та дозування дозволяє суттєво зменшити витрату води.

З метою оцінки впливу метакеолину на міцність високоміцних бетонів на основі литих сумішей та кінетику їхнього тверднення були реалізовані експерименти за чотирьохфакторним трирівневим планом В₄, умови планування якого наведені в табл. 6.14. Визначали міцність бетону на стиск у віці 3 та 28 діб у відповідності з ДСТУ Б В.2.7-214:2009.

На основі експериментальних даних були отримані адекватні рівняння регресії в кодованих змінних, які характеризують вплив досліджуваних факторів на міцність бетону на стиск:

у віці 3 доби:

$$f_{cm}^3 = 41,6 - 8,0X_1 + 2,7X_2 + 0,9X_3 + 2,7X_4 - 1,0X_1^2 - 1,6X_2^2 - 1,5X_3^2 - 1,4X_4^2 + 1,5X_1X_2 + 1,0X_1X_3 + 1,2X_2X_3, \quad (6.12)$$

у віці 28 діб:

$$f_{cm}^{28} = 76,5 - 9,9X_1 + 3,5X_2 + 2,0X_3 + 2,8X_4 - 3,0X_1^2 - 1,0X_2^2 - 4,2X_3^2 - 1,3X_4^2 - 0,9X_1X_2 + 1,5X_1X_3 + 2,7X_2X_3, \quad (6.13)$$

Таблиця 6.14

Умови планування експерименту

Фактори	Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	-1	0	+1	
Водов'язуче відношення (В/(Ц+МТК)), X_1	0,34	0,37	0,40	0,03
Витрата в'язучого (Ц+МТК), кг/м ³ , X_2	450	500	550	50
Витрата метакеолину, %, X_3	5	10	15	5
Модуль крупності піску, X_4	1,6	2,0	2,4	0,4

На рис. 6.2 представлені поля міцності бетону на стиск у віці 3 та 28 діб тверднення залежно від значень факторів варіювання. Як видно з рисунку та з рівнянь (6.12) і (6.13), в ранні строки тверднення міцність бетону незначно залежить від зміни витрати метаксаоліну за решти сталих умов. В більш пізні строки тверднення (28 діб) залежність f_{cm}^{28} від витрати метаксаоліну має екстремум, який відповідає максимальній міцності бетону. Слід відзначити, що при збільшенні значення $B/V_{яж}$ оптимальний вміст метаксаоліну збільшується. В стиснених умовах гідратації (при низьких значеннях $B/V_{яж}$ та високих витратах метаксаоліну) кількість води в суміші може бути недостатньою для проходження гідратаційного процесу.

Внаслідок активного зв'язування метаксаоліном $Ca(OH)_2$ та утворення дрібнокристалічної щільної структури спостерігається зростання міцності бетону. Однак, при високих витратах метаксаоліну (15% від маси в'язучого) частинки метаксаоліну, які не вступають у реакцію, блокують ріст гідратних новоутворень, що призводить до зменшення міцності.

Як в 3-х так і в 28-добовому віці найбільша швидкість зростання міцності бетону спостерігається при введенні в бетонну суміш добавки метаксаоліну, яка становить 10% від маси в'язучого.

Критерієм ефективності мікронаповнювачів може бути коефіцієнт ефективності K_e , за яким їх умовно поділяють на високоефективні ($K_e \geq 1,2$) та малоефективні ($K_e < 1,2$). Пропонується наступна формула для визначення коефіцієнту ефективності:

$$K_e = f_i / \sqrt{[C_i + K_{ц}(C_i - C_k)]} \times 100, \quad (6.14)$$

де f_i і C_i – відповідно міцність бетону і витрата цементу у зразках з наповнювачами; $K_{ц}$ – коефіцієнт зниження витрати цементу при введенні добавки СП.

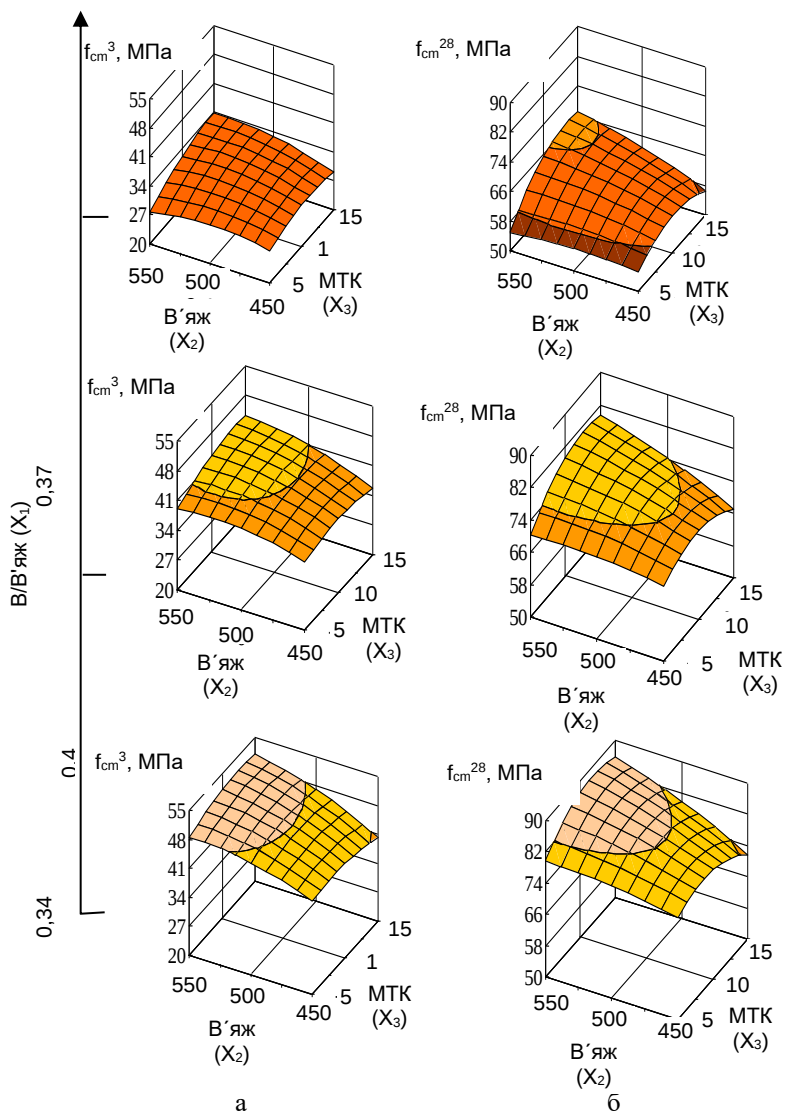


Рис. 6.2. Міцність бетонів на стиск у віці: а – 3 доби; б – 28 діб (пісок з модулем крупності $M_k=2,0$)

Величина $K_{ц}$ знаходиться за формулою:

$$K_{ц} = (C_0 - C_k)100/(C_0 C_k), \quad (6.15)$$

де C_0 , C_k – витрата цементу в контрольних зразках відповідно без добавки і з добавкою СП, кг/м³; C_k – доза добавки СП в контрольному складі, %; C_i – доза добавки СП, необхідна для надання сумішам з наповнювачами необхідної рухомості, %.

Важливою позитивною особливістю цієї формули є те, що в ній відокремлені ефекти, отримані від дії суперпластифікатора та актового наповнювача.

На рис. 6.3 представлено залежність коефіцієнту ефективності від досліджуваних факторів.

Зменшення В/В'яз призводить до збільшення значення K_e внаслідок значного росту міцності бетонів. Збільшення вмісту в'язучого призводить до зворотного ефекту. Зростання частки метакаоліну у в'язучому викликає збільшення значення K_e . Як і для міцності бетону на стиск, ця залежність має екстремум, що відповідає максимальному значенню K_e , яке дозволяє віднести метакаолін до високоефективних наповнювачів за умови $B/B'яз < 0,4$.

Введення метакаоліну до складу бетону в результаті збільшенні однорідності бетону та покращення зчеплення між його складовими збільшує поряд з міцністю бетону на стиск міцність бетону на осьовий розтяг (рис. 6.4).

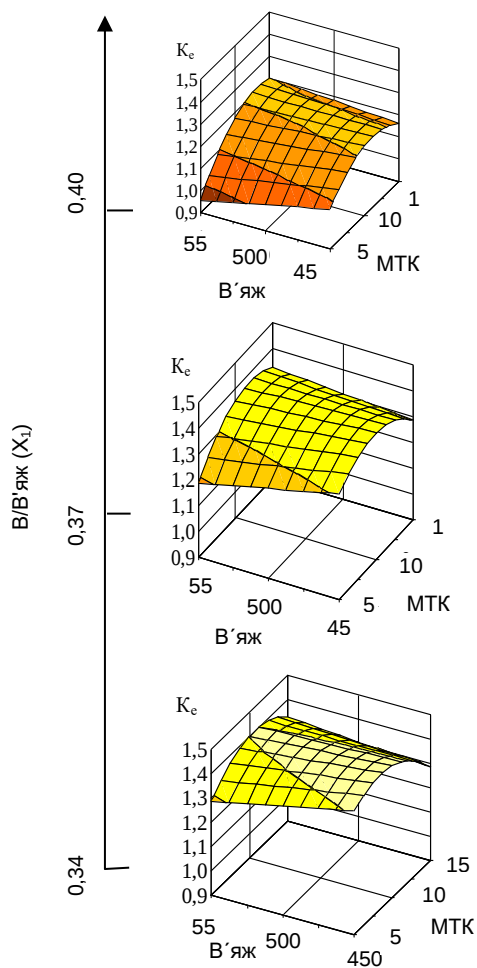


Рис. 6.3. Коефіцієнт ефективності (K_e) залежно від вмісту добавки метаколіну (МТК), % за масою і витрати в'язучого, $кг/м^3$

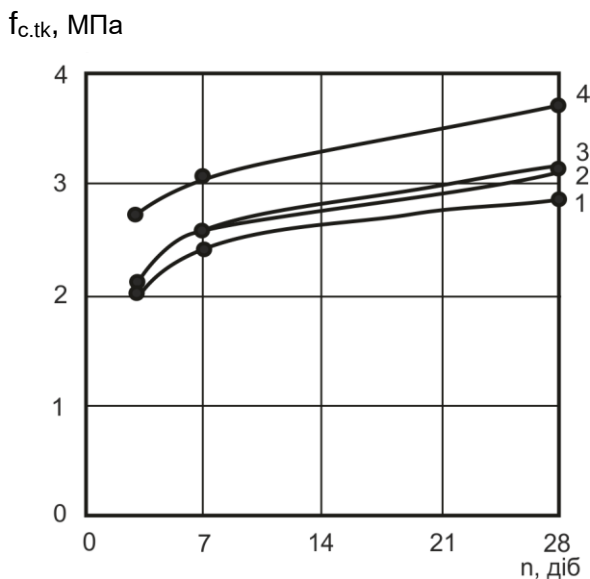


Рис. 6.4. Міцність бетонів на осьовий розтяг:
 1 – В/В'яж=0,40, СП=0,5%; 2 – В/В'яж=0,42, СП=0,55%,
 МТК=5%; 3 – В/В'яж=0,44, СП=0,75%, МТК=10%;
 4 – В/В'яж=0,34, СП=1,35%, МТК=10%

6.4 Високоміцні бетони на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Малоклінкерні цементы характеризуються порівняно низькою вартістю, їх виробництво менш енергоємне, дозволяє утилізувати накопичені промислові відходи, знизити шкідливі викиди в атмосферу. Однак такі цементы поки не надто популярні серед виробників головним чином через відносно низьку активність, повільний набір міцності і підвищену водопотребу.

Одним з перспективних напрямів підвищення активності та інших будівельно-технічних властивостей малоклінкерних композиційних цементів та бетонів на їх основі є механо-хімічна активація, що досягається комплексним застосуванням тонкого помелу в'язучих в поєднанні з введенням ефективних хімічних добавок.

В дослідженнях використовували гранульований доменний шлак Криворізького металургійного комбінату, який можна віднести до основних шлаків ($M_o=1,09$), клінкер Здолбунівського заводу "ПАТ Волинь-Цемент" ($C_3S=57,1\%$, $C_2S=21,27\%$, $C_3A=6,87\%$, $C_4AF=12,19\%$), який за мінералогічним складом можна віднести до типових середньо алюмінатних клінкерів що випускаються цементними заводами України. В якості сульфатного компоненту малоклінкерного шлакопортландцементу (МШПЦ) застосовували фосфогіпс-дигідрат (ФГ) Рівненського ПАТ "Азот". Пластифікуючими добавками служили: ЛСТ, суперпластифікатори СП-1 (С-3) та Sika VC 225. В якості заповнювачів для бетону використовувались гранітний щебінь Клесівського родовища з максимальною крупністю зерен 20 мм та пісок Нетішинського кар'єру з $M_{кр}=1,9$.

Основні дослідження були виконані із застосуванням математичного планування експерименту. Для цього був реалізований трирівневий двофакторний план. Умови планування експериментів наведені в табл. 6.15.

Всі заміси бетонної суміші були виконані на однаковому в'язучому наступного складу: клінкер – 12%, шлак – 88%, фосфогіпс – 7,5% (SO_3 – 4,5%). Активність в'язучого з питомою поверхнею 4534 см²/г складала 48 МПа. Рухомість бетонної суміші у всіх точках плану складала 7-13 см.

Таблиця 6.15

Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Натуральні	Кодовані	-1	0	+1	
1	Витрата в'язучого, кг/м ³ (I)	X_1	300	400	500	100
2	Вміст пластифікуючих добавок, % : С-3, SikaVC 225, SikaVC 225+ЛСТ(1:1)	X_2	0	0,3	0,6	0,3

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі водопотреби бетонної суміші та міцності на стиск зразків бетону на основі досліджуваних в'язучих у вигляді поліноміальних рівнянь регресії (бабл. 6.16).

Таблиця 6.16

Експериментально-статистичні моделі водопотреби та міцності бетонів на малоклінкерному шлакопортландцементі

Вид пластифікатора	Статистичні моделі
Водопотреба бетону	
С-3	$B=177,3+6,168X_1-13,169X_2+0,936X_1^2-0,064X_2^2-3,5X_1X_2$ (6.16)
SikaVC 225	$B=145,3+1,667X_1-32,507X_2+5,894X_1^2+11,894X_2^2-7,0X_1X_2$ (6.17)
SikaVC 225+ЛСТ	$B=157,1+3,334X_1-28,172X_2+3,285X_1^2+7,785X_2^2-10,75X_1X_2$; (6.18)
Міцність на стиск у віці 7 діб	
С-3	$f_{cm}^7=16,118+6,985X_1+2,217X_2+3,014X_1^2+1,114X_2^2+1,2X_1X_2$; (6.19)
SikaVC 225	$f_{cm}^7=17,656+7,552X_1+6,651X_2+6,969X_1^2+1,369X_2^2+1,2X_1X_2$; (6.20)
SikaVC 225+ЛСТ	$f_{cm}^7=25,372+5,251X_1+3,817X_2-3,618X_1^2-2,118X_2^2-0,2X_1X_2$; (6.21)

Вид пласти- фікатора	Статистичні моделі
Міцність на стиск у віці 28 діб	
С-3	$f_{cm}^{28}=29,612+10,252X_1+2,517X_2-$ $-1,764X_1^2+0,236X_2^2+0,2X_1X_2$ (6.22)
	$f_{cm}^{28}=29,702-15,663 X_1'+$ $+0,139(X_1')^2-0,191(X_2')^2;$ (6.23)
SikaVC 225	$f_{cm}^{28}=42,659+12,036X_1+12,74X_2+1,275X_1^2-$ $-4,625X_2^2+1,2X_1X_2$ (6.24)
SikaVC 225+ЛІСТ	$f_{cm}^{28}=38,988+9,52X_1+6,851X_2-5,451X_1^2-$ $-2,351X_2^2+1,575X_1X_2$ (6.25)
Міцність на стиск після ТВО	
С-3	$f_{cm}^{TBO}=27,31+10,04X_1+2,851X_2-$ $-3,31X_1^2+0,64X_2^2+1,625X_1X_2$ (6.26)
SikaVC 225	$f_{cm}^{TBO}=36,076+7,451X_1+7,968X_2-4,123X_1^2-$ $-2,473X_2^2-2,45X_1X_2$ (6.27)
SikaVC 225+ЛІСТ	$f_{cm}^{TBO}=29,921+6,118X_1+3,934X_2-$ $-5,789X_1^2+0,761X_2^2+0,8X_1X_2$ (6.28)
Міцність на стиск після ТВО та 28 діб нормального твердіння	
С-3	$f_{cm}^{TBO28}=33,44+14,086X_1+3,70X_2-$ $-2,92X_1^2+3,53X_2^2+2,05X_1X_2$ (6.29)
SikaVC 225	$f_{cm}^{TBO28}=54,04+14,24X_1+15,64X_2-2,576X_1^2-$ $-5,74X_2^2+2,55X_1X_2$ (6.30)
SikaVC 225+ЛІСТ	$f_{cm}^{TBO28}=45,73+10,969X_1+6,168X_2-7,346X_1^2-$ $-1,146X_2^2-2,4X_1X_2$ (6.31)

*Тепловологісна обробка бетонів (ТВО) здійснювалась шляхом пропарювання при температурі 80° С. Швидкість підйому температури та охолодження складала 30° С за годину. Тривалість ізотермічної витримки – 6 год.

Графічні залежності, які ілюструють вплив технологічних факторів на водопотребу бетонної суміші та міцність бетону на стиск після ТВО, у віці 28 діб та після ТВО та 28 діб нормального твердіння наведені на рис. 6.5-68. Дослідження показали, що найбільш суттєво на водопотребу бетонної суміші впливає витрата пластифікатора (рис. 6.5). При збільшенні вмісту пластифікатора до 0,6% від маси цементу водопотреба бетонної суміші знижується на 20% при використанні добавки С-3, та на 35% при використанні добавок SikaVC225 та SikaVC225+ЛСТ. Також встановлено, що при вмісті пластифікатора 0,3% від маси цементу найбільший водоредукуючий ефект спостерігається при використанні добавки SikaVC 225, гірший при використанні добавок SikaVC 225 і ЛСТ в кількостях 1:1, найгірший при використанні добавки С-3.

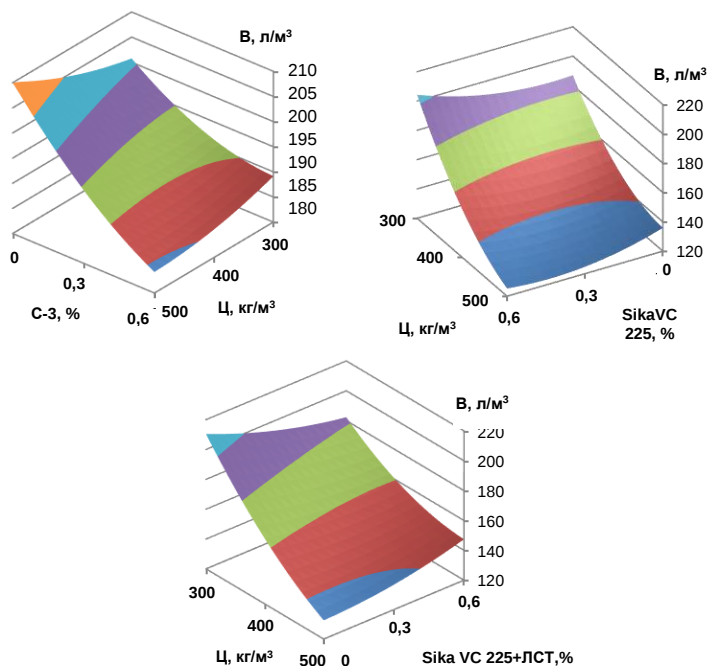


Рис. 6.5. Вплив технологічних факторів на водопотребу бетону виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

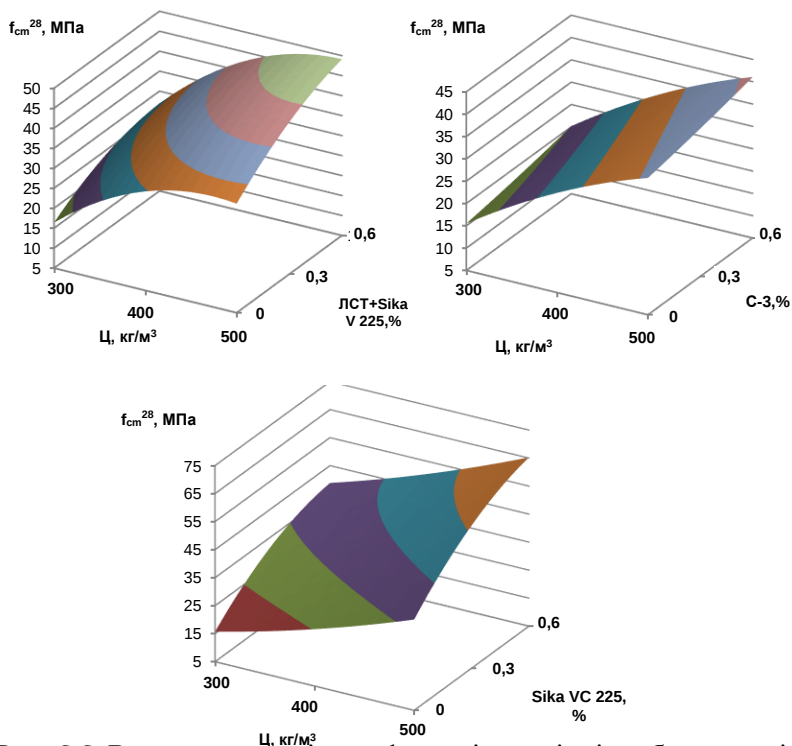


Рис. 6.6. Вплив технологічних факторів на міцність бетону у віці 28 діб виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Міцність бетону на МШПЦ у віці 7 і 28 діб зростає із збільшенням вмісту в'язучого і добавки суперпластифікатора, що приводить до відповідного зменшення B/C . Збільшення вмісту добавки SikaVC 225 до величини 0,6% від маси цементу дозволяє максимально знизити B/C та відповідно збільшити міцність бетону в 2-ва рази. При цьому міцність бетону складає близько 40 МПа у віці 7 діб, та більше 60 МПа у віці 28 діб. При введенні добавок SikaVC 225 і ЛСТ у віці 7 діб вона складає близько 30 МПа, а у віці 28 діб більше 45 МПа, для добавки суперпластифікатора С-3 відповідно 30 МПа та 40 МПа у віці 7 та 28 діб.

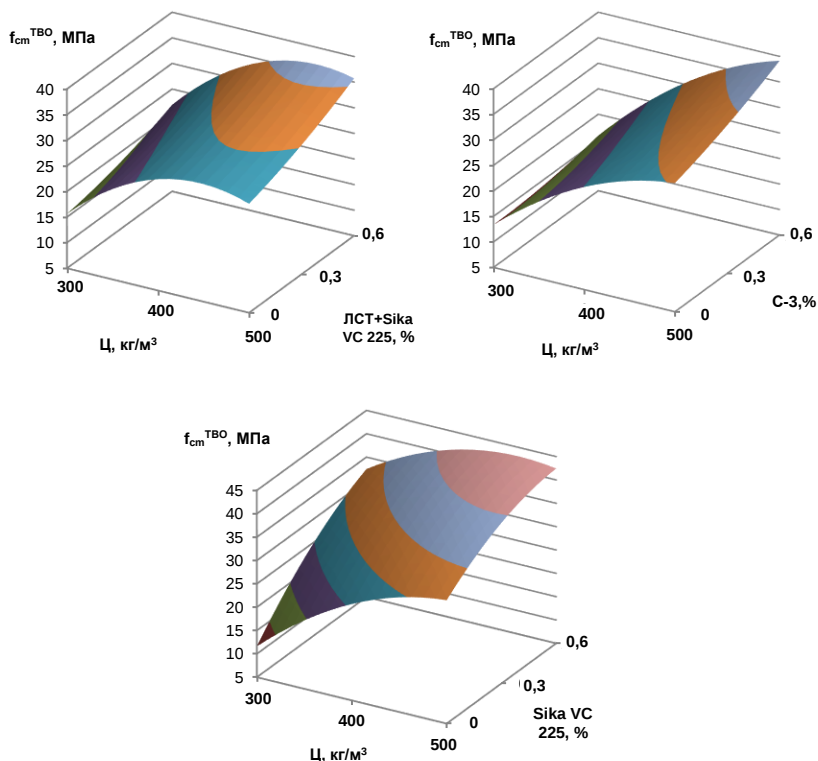


Рис. 6.7. Вплив технологічних факторів на міцність бетону після ТВО виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Відносно високу міцність бетону при застосуванні малоклінкерного шлакопортландцементу можна пояснити високою реакційною здатністю в'язучого, яке має підвищену тонкість помелу, що сприяє більшому активізуючому впливу цементної та сульфатної складових в'язучого на доменний шлак. Досягнення низьких значень водоцементного відношення за рахунок застосування пластифікуючих добавок сприяє гідратації цементу в “стислих умовах”, що призводить до більш швидкого утворення перенасиченого розчину, з таким ступенем перенасичення, при якому формування

гідратних новоутворень та структури тверднення відбувається найбільш швидко.

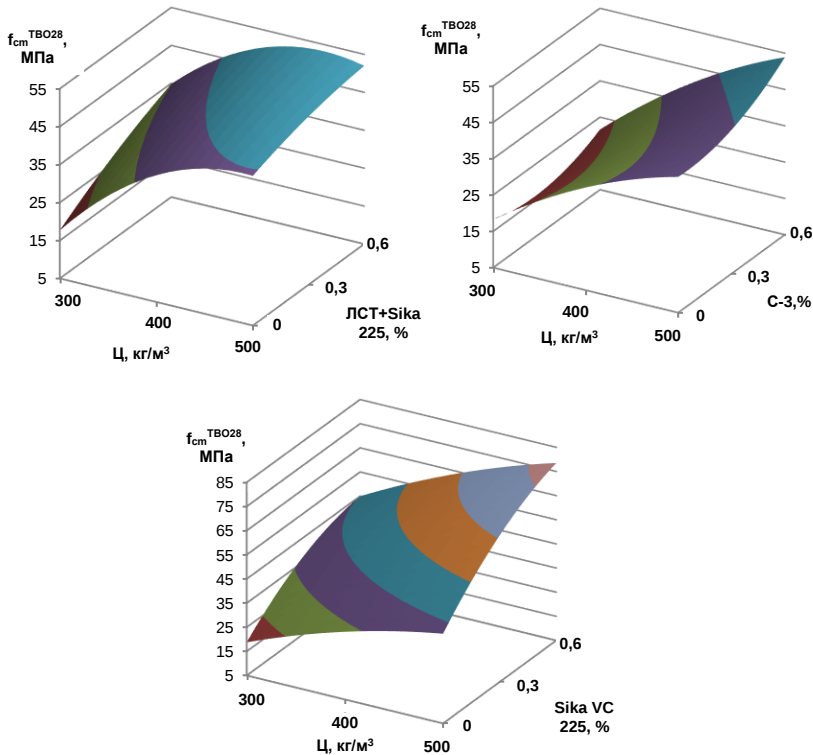


Рис. 6.8. Вплив технологічних факторів на міцність бетону після тепловологісної обробки та 28 діб нормального твердіння виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Ще більш суттєвий ефект застосування тонкомеленого малоклінкерного шлакопортландцементу спостерігається при тепловологісній обробці (рис.6.7, 6.8). Якщо міцність зразків через 4 год після пропарювання складала 45 МПа, то у віці 28 діб пропарені зразки мають міцність 80 МПа при використанні в якості добавки суперпластифікатора добавки Sika VC 225, 35 МПа та 50 МПа при використанні суміші добавок Sika VC 225 та ЛСТ, і 40 МПа та 50 МПа при використанні C-3.

6.5 Високоміцні бетони на основі композиційних цементів

Поряд з портландцементом і шлакопортландцементом для виробництва високоміцних бетонів можуть бути застосовані композиційні цементы(КЦ) , що містять подвійну комбінацію активних мінеральних добавок.

Для досліджень були застосовані портландцементний клінкер ПАТ “Волинь-цемент”, доменний шлак Криворізького металургійного комбінату і золу-виносу Бурштинської ТЕС. Характеристика вихідних матеріалів наведена в табл. 6.17-6.19 відповідно.

Склад ПЦ був прийнятий: клінкер – 50%, доменний шлак – 12%, зола-виносу – 38%. Для інтенсифікації помелу цементу в кульовому млині вводили добавку пропіленгликолю – 0,04% за масою.

Як крупний заповнювач в бетонну суміш вводили гранітний щебінь фракції 5...20 мм, дрібним заповнювачем був кварцовий пісок із $M_k=1,95$. В якості пластифікуючої добавки застосовували суперпластифікатор полікарбоксилатного типу – Sika VC225.

Таблиця 6.17
Хімічний та мінералогічний склад клінкеру
ПАТ “Волинь-Цемент”

Назва показника	Позначення показника	Кількісне значення, %
Оксид кальцію	CaO	64,49
Оксид кремнію	SiO ₂	20,32
Оксид алюмінію	Al ₂ O ₃	5,28
Оксид заліза (III)	Fe ₂ O ₃	4,05
Оксид заліза (II)	FeO	-
Оксид магнію	MgO	0,74

Продовження табл. 6.17

Назва показника	Позначення показника	Кількісне значення, %
Вміст іону хлору	Cl	-
Нерозчинний залишок	HЗ	0,28
Втрати при прожарюванні	ВПП	0,33
Трикальцієвий силікат	C ₃ S	66,95
Двохкальцієвий силікат	C ₂ S	13,15
Трикальцієвий алюмінат	C ₃ A	7,42
Чотирьохкальцієвий алюмоферит	C ₄ AF	12,48

Таблиця 6.18

Хімічний склад доменного шлаку Криворізького
металургійного комбінату

Назва показника	Позначення показника	Кількісне значення, %
Оксид кремнію	SiO ₂	39,1...39,9
Оксид алюмінію	Al ₂ O ₃	6,33...6,65
Оксид заліза (III)	Fe ₂ O ₃	0,11...0,18
Оксид кальцію	CaO	46,8...47,4
Оксид магнію	MgO	3,08...3,22
Оксид марганцю	MnO	1,14...1,21
Оксид сірки	SO ₃	1,69...1,76

Таблиця 6.19

Хімічний склад золи-виносу Бурштинської ТЕС

Проба	SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃ , %	SO ₃ , %	Вільний CaO, %	MgO, %	Na ₂ O+K ₂ O, %	В.п.п. (НВЧ), %
I	82,5	2,5	2,8	2,1	1,2	5,1
II	84,5	2,1	2,5	2,0	1,1	4,9
III	81,3	2,4	3,0	2,0	1,3	5,4
Сер.	82,8	2,3	2,8	2,0	1,2	5,1

Основні дослідження впливу дисперсності КЦ, вмісту добавки СП та B/C на міцнісні показники бетонів на основі композиційних цементів були виконані із застосуванням трирівневого двохфакторного плану B_2 , умови планування якого наведені в табл. 6.20.

У ході досліджень у кожній точці плану для оцінки впливу факторів на міцність бетонів на основі КЦ виготовляли стандартні зразки-куби (10×10 см), що тверділи у нормальних умовах. Визначали міцність зразків-кубів при стиску у віці 1, 7 і 28 діб та міцності при розтягу при осьовому розколюванні у 28 добовому віці.

Таблиця 6.20

Умови планування експериментів

Фактори		Рівні варіювання факторів			Інтервал варіювання
Натуральний вид	Кодований вид	-1	0	+1	
B/C	X_1	0,25	0,3	0,35	0,05
Вміст добавки СП, %	X_2	0,4	0,7	1	0,3
Питома поверхня, S_{num} , m^2/kg	X_3	350	450	550	100

$$f_{cm}^1 = 36,72 - 2,31X_1 + 1,68X_2 + 6,3X_3 + 0,36X_1X_2 + 0,72X_1X_3 - 0,21X_2X_3 + 0,21X_1^2 - 4,8X_2^2 - 0,91X_3^2 \quad (6.32)$$

$$f_{cm}^{28} = 80,1 - 6,09X_1 - 0,3X_2 + 9,57X_3 + 0,01X_1X_2 + 1,86X_1X_3 + 0,38X_2X_3 - 2,5X_1^2 - 4,28X_2^2 - 3,78X_3^2 \quad (6.33)$$

$$f_{ct}^{28} = 5,08 - 0,262X_1 - 0,013X_2 + 0,415X_3 + 0,069X_1X_3 + 0,001X_2X_3 + 0,027X_1^2 - 0,185X_2^2 - 0,172X_3^2 \quad (6.34)$$

При аналізі математичних моделей (6.32...6.34), прослідковується суттєва взаємодія факторів B/C та S_{num} на міцність як ранню так і марочну, при цьому інші взаємодії чинять незначний вплив. Суттєвий нелінійний ефект впливу

всіх факторів простежується у більш пізньому віці. Ранжування кількісних ефектів впливу досліджуваних факторів на міцнісні показники дозволяє розташувати їх в такому порядку $X_3 > X_1 > X_2$. Вплив факторів на міцність на розтяг при розколювання має подібний характер.

Графічні залежності міцності бетону на стиск у віці 1 та 28 діб, побудовані на основі отриманих моделей, наведені на рис. 6.9, на розтяг при розколюванні у віці 28 діб – на рис. 6.10.

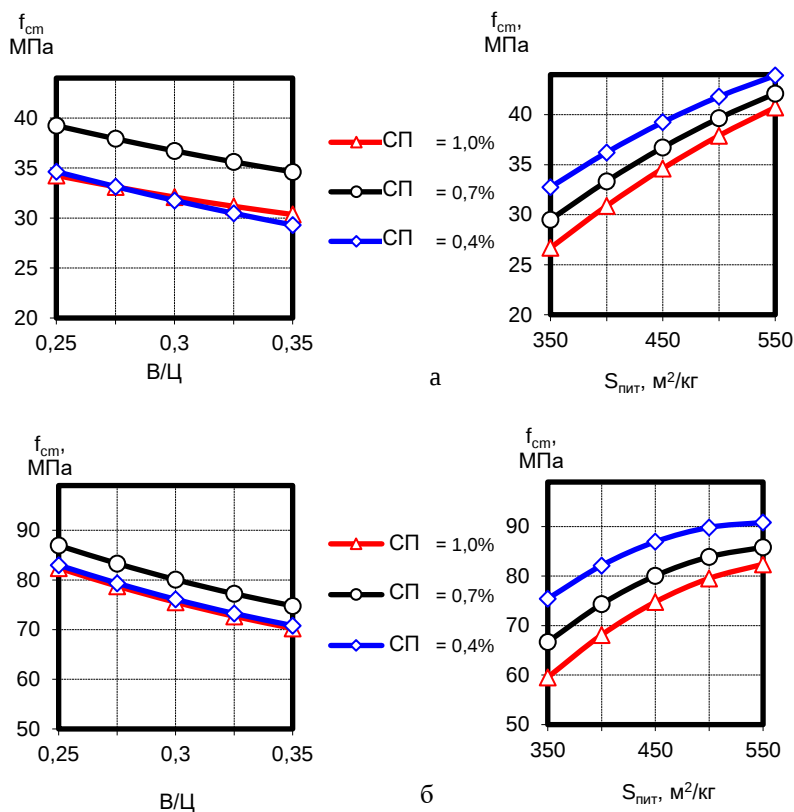


Рис. 6.9. Залежності міцності бетону на стиск у віці 1 (а) та 28 діб (б)

Аналізуючи отримані дані та графічні залежності приходимо до висновку, що міцність при стиску

досліджуваних бетонів у віці 1 доби лежить в межах 20...43 МПа, у віці 28 діб – 59...92 МПа, при витраті в'язучого 500 кг/м³, (вміст цементного клінкеру – 250 кг/м³ бетонної суміші).

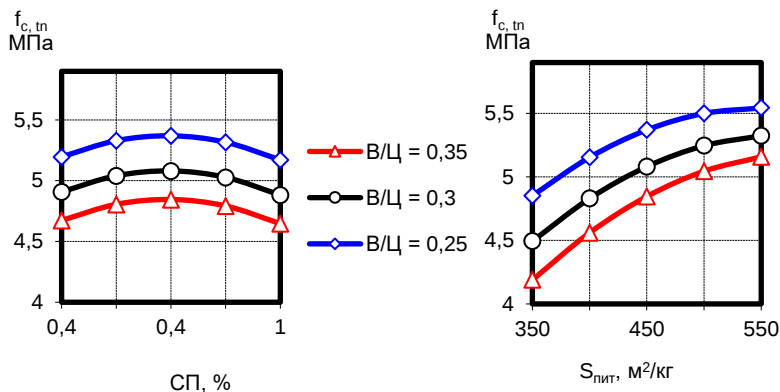


Рис. 6.10. Залежності міцності бетону на розтяг при розколюванні у віці 28 діб

Збільшення питомої поверхні КЦ з 350 до 550 м²/кг призводить до закономірного збільшення міцності на 35-50% в усі терміни твердіння. Однак у віці 1 доби бетони на більш тонкодисперсному цементі ($S_{num}=450...550$ м²/кг) мають вищу міцність на 40...50% у порівнянні з $S_{num}=350$ м²/кг, у більш пізньому віці вплив дисперсності згладжується. B/C має також суттєвий вплив на міцність як ранню, так і марочну. Збільшення його з 0,25 до 0,35 викликає спад міцності на 10...20 МПа.

Згідно графічних залежностей (рис. 6.10) міцність досліджуваних бетонів на розтяг при розколюванні у віці 28 діб становить 4,11...5,49 МПа, при цьому вплив факторів по їх значимості є подібним до впливу на міцність при стиску.

Таким чином, аналізуючи графічні залежності (рис. 6.9, 6.10) можна виділити область, міцність в якій відповідає кількісним значенням, що висуваються до бетонів типу “High Performance Concrete” та встановити оптимальні параметри їх складу. Підвищена дисперсність цементів

$S_{\text{нм}}=450\dots550 \text{ м}^2/\text{кг}$ дозволяє отримати бетони з міцністю при стиску у віці 28 діб понад 75 МПа.

На основі отриманих даних та математичної моделі (3.34) була побудована номограма (рис. 6.11).

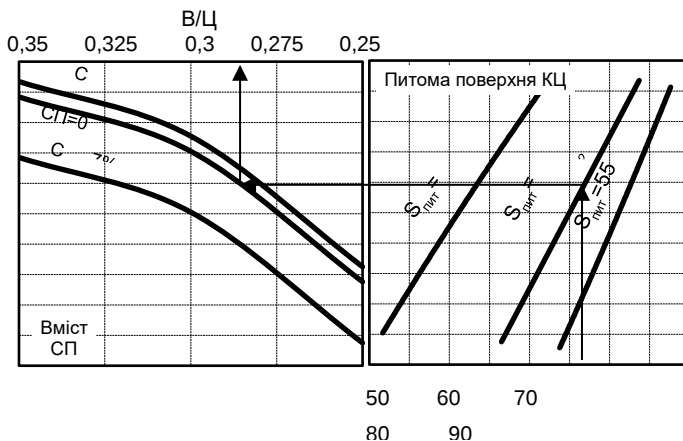


Рис. 6.11. Номограма визначення міцності бетонів на основі золівмісних КЦ у віці 28 діб

Важливим технологічним процесом, який впливає на структуру і експлуатаційні властивості бетонних та залізобетонних конструкцій є тепловологісна обробка (ТВО).

Метою дослідження було встановлення оптимальних параметрів режиму ТВО, а також його впливу на кінетику набору міцності й експлуатаційні властивості бетонів на основі золівмісних КЦ. Був реалізований трирівневий чотирьохфакторний план B_4 , умови планування якого наведені в табл. 6.21.

У ході досліджень в кожній точці плану для оцінки впливу факторів та ефективності ТВО на міцність бетонів виготовляли стандартні зразки-куби ($10 \times 10 \times 10$ см), які тверднули як при пропарюванні, так і у нормальних умовах.

Водопотреба бетонної суміші в усіх точках була однаковою. Теплова обробка проводилась у лабораторній пропарювальній камері за наступним режимом: попереднє

витримування – 2 год; підйом температури зі швидкістю 25° С/год; ізотермічна витримка – згідно умов планування (табл. 6.21); “термосне” охолодження. Після ТВО визначали міцність зразків при стиску через 4 год після пропарювання та у віці 28 діб.

Таблиця 6.21

Умови планування експериментів при визначенні
оптимальних параметрів режиму ТВО

Фактори впливу		Рівні варіювання факторів			Інтервал варію- вання
Натуральний вид	Кодований вид	-1	0	+1	
Вміст добавки СП у КЦ, %	X_1	0,4	0,7	1,0	0,3
Водоцементне відношення, В/Ц	X_2	0,25	0,3	0,35	0,05
Час ізотермічної витримки, $\tau_{\text{ТВО}}$, ГОД	X_3	4	6	8	2
Максимальна температура, $T_{\text{із}}$, °С	X_4	60	75	90	15

Після обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримали рівняння регресії міцності пропареного бетону:

- через 4 год після ТВО:

$$f_{\text{ст}}^{\text{ТВО}} = 58,3 - 0,46X_1 - 11,24X_2 + 1,36X_3 + 2,6X_4 + 0,8X_1X_2 + 0,14X_1X_3 + 0,2X_2X_3 - 1,7X_1^2 + 4,0X_2^2 + 0,8X_3^2 + 1,85X_4^2; \quad (6.35)$$

- у віці 28 діб:

$$f_{\text{ст}}^{\text{ТВО} \rightarrow 28} = 65,04 + 0,46X_1 - 10,5X_2 + 0,5X_3 + 0,97X_4 - 0,49X_1X_2 + 0,24X_1X_4 - 0,3X_2X_3 - 0,16X_2X_4 - 0,5X_1^2 + 4,2X_2^2 + 0,6X_3^2 - 0,6X_4^2. \quad (6.36)$$

Графічні залежності міцності пропареного бетону на основі золовмісних КЦ від технологічних факторів через 4 год після ТВО наведені на рис. 6.12, а у віці 28 діб на рис. 6.13. Їх аналіз дозволяє розмістити фактори впливу на міцність бетону після ТВО у наступний ряд за значимістю: $X_2 > X_4 > X_3 > X_1$. Як і очікувалось, найбільш впливовим є фактор B/C , однак простежується його деяка взаємодія з параметрами теплової обробки – тривалістю та максимальною температурою. Серед цих двох факторів температура є більш впливовим, збільшення тривалості ізотермічної витримки на 2 год дозволяє компенсувати зниження максимальної температури на 15°C за інших рівних умов пропареного бетону на основі золовмісних КЦ.

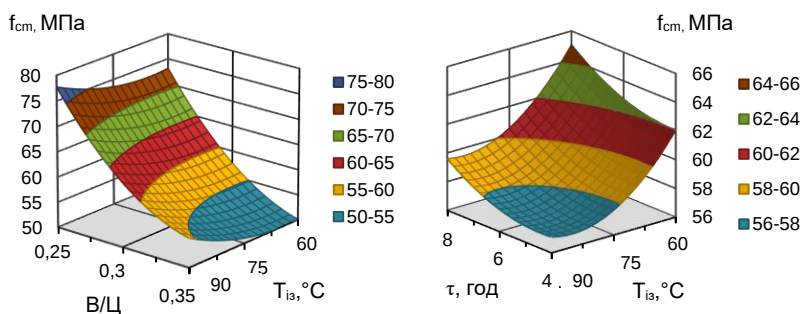


Рис. 6.12. Вплив технологічних факторів на міцність бетону після пропарювання

У випадку збільшення ізотермічної витримки з 4 до 8 год спостерігаємо ріст міцності в межах 10...15%, так само як і при збільшенні температури ТВО на $25...30^\circ\text{C}$. Слід врахувати, що підвищення температури ТВО більш суттєво підвищує енергозатрати, ніж збільшення тривалості, до того ж “м’які” режими необхідні з точки зору підвищення довговічності виробів. Підвищення кількості суперпластифікатора у в’язучому з 0,4% до 0,7...1,0% може супроводжуватись незначним зниженням міцності

пропареного бетону, однак при цьому отримуються суміші литої консистенції з розпливом конуса до 60 см.

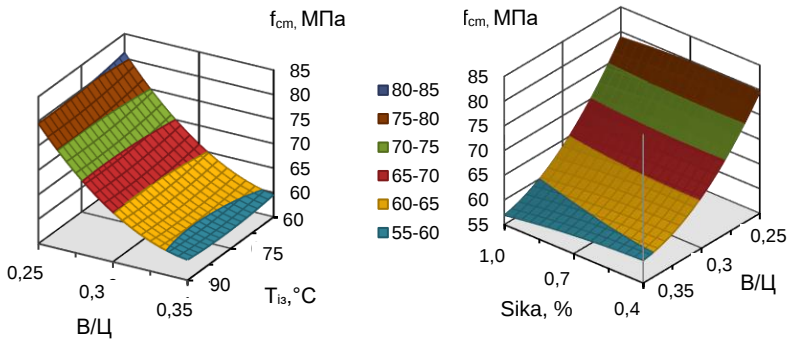


Рис. 6.13. Вплив технологічних факторів на міцність пропареного бетону у віці 28 діб на основі золівмісних КЦ

У віці 28 діб (рис. 6.13) міцність бетону з різними режимами ТВО практично вирівнюється за інших рівних умов. Міцність зразків нормального твердіння в усіх випадках нижча ніж пропарених навіть при низькотемпературних режимах ТВО. Це можна пояснити більш суттєвою інтенсифікацією процесів твердіння під час ТВО бетонів на основі золівмісних КЦ, ніж бетонів на звичайних портландцементях.

Проектування та оптимізація складу високотехнологічних бетонів зводиться до визначення співвідношення компонентів, яке забезпечує комплекс проектних показників, зокрема міцність на стиск та розтяг у різному віці, необхідну рухомість бетонної суміші. Оскільки всі міцнісні характеристики можна однозначно пов'язати з B/C , то задача може бути вирішена за наступним алгоритмом.

1. З моделей міцності при твердінні в нормальних умовах (6.33) та після ТВО (6.35), (6.36) визначаємо B/C , яке забезпечує кожну із заданих міцнісних властивостей.

Для розв'язання цих моделей відносно B/C слід задатись значеннями інших факторів, зокрема вмістом СП та параметрами ТВО. В першому наближенні з умови мінімальної собівартості для бетонів з помірно рухомих сумішей можна приймати мінімальний вміст СП (0,4%). Для литих сумішей вміст СП слід збільшити до 0,7%, для бетонів, здатних до самоущільнення – до 1,0%. Параметри ТВО приймаються на мінімальному рівні.

2. З визначених значень B/C приймають мінімальне, яке забезпечує усі властивості. При суттєвих (більше 25%) відмінностях між отриманими з різних умов значеннями B/C змінюють вміст СП та золи у КЦ, параметри ТВО для зменшення “ножиць” по B/C . Для попереднього вибору параметрів складу можна використати номограми (рис. 6.11, 6.14), що побудовані за відповідними поліноміальними моделями.

3. Визначають витрату води для заданої легкоукладальності, користуючись номограмою (рис. 6.14) залежно від вихідних параметрів (рухомості, питомої поверхні та витрати цементу, вмісту СП).

4. Визначають витрату композиційного цементу, кг/м^3 :

$$KЦ = B / (B/C) \quad (6.37)$$

Якщо отримана витрата цементу перевищує 400 кг/м^3 , слід збільшити витрату СП або води, перерахувавши їх за рівнянням або номограмою на рис. 6.16. Поправку на збільшення витрати води можна також прийняти за табл. 6.22. Якщо прийнято рішення збільшити водопотребу, то слід перерахувати витрату цементу з урахуванням відкоригованої водопотреби.

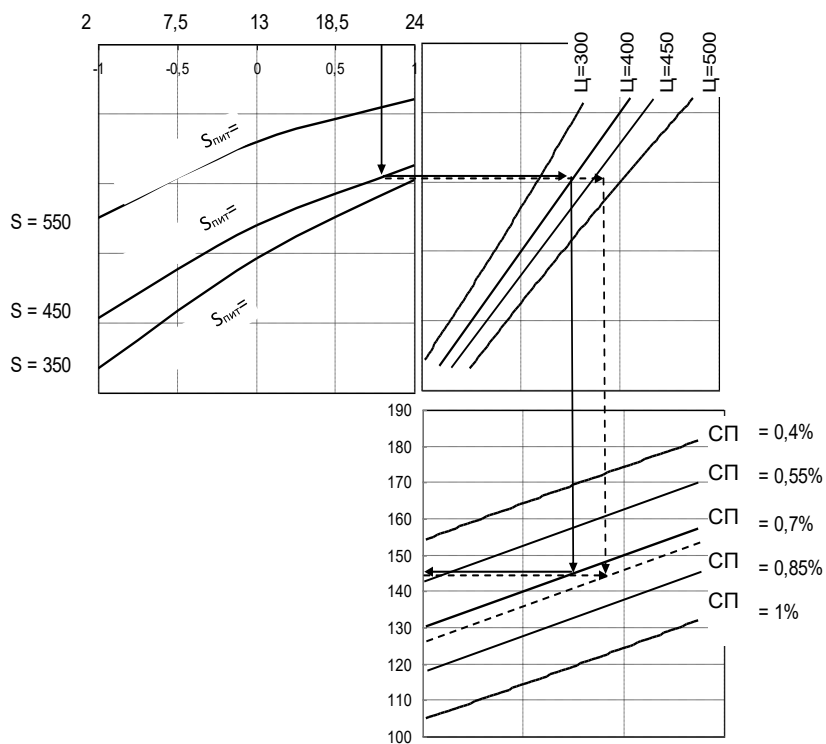


Рис. 6.14. Номограма визначення водопотреби бетонних сумішей на основі золівмісних КЦ

Таблиця 6.22

Поправка на водопотребу бетонної суміші при витраті
цементу, більший 400 кг/м^3 (СП=0,4%)

Питома поверхня КЦ, $\text{м}^2/\text{кг}$	Витрата композиційного цементу, кг/м^3									
	420	440	460	480	500	520	540	560	580	600
	Збільшення водопотреби бетонної суміші понад розрахункову, кг/м^3									
550	4	8	12	15	20	25	30	35	40	45
450	3	6	9	12	15	19	23	27	31	35
350	2	4	6	8	10	12	15	18	21	25

5. Визначають витрату заповнювачів за методом абсолютних об'ємів.

6. Приймають параметри складу (дисперсність цементу, вміст ПФМ, параметри ТВО) на інших рівнях і виконують техніко-економічну оптимізацію складу за собівартістю.

Приклад. Необхідно запроектувати склад бетону класу С50/60, з рухомістю, за осадкою конуса, $OK=22 \text{ см}$, при використанні композиційного цементу з питомою поверхнею $S_{\text{пшт}}=450 \text{ м}^2/\text{кг}$. Щебінь гранітний фракції $5 \dots 20 \text{ мм}$ з $\rho_{\text{щ}}=2700 \text{ кг/м}^3$ та $\rho_{\text{н.щ}}=1450 \text{ кг/м}^3$, пісок середньої крупності з $\rho_{\text{п}}=2650 \text{ кг/м}^3$ та $\rho_{\text{н.п}}=1470 \text{ кг/м}^3$.

Необхідна середня міцність бетону класу С50/60, визначена на зразках-кубах при коефіцієнті варіації 13,5% становить 77 МПа. Нормується тільки міцність при стиску, тому за номограмою (рис. 6.11) визначаємо необхідне $B/C=0,315$.

1. При вихідних параметрах рухомості $OK=22 \text{ см}$ та дисперсності цементу $S_{\text{пшт}}=450 \text{ м}^2/\text{кг}$ задаємось в першому наближенні орієнтовною витратою цементу $C=400 \text{ кг/м}^3$ та добавки СП=0,7%. За

допомогою номограми (рис. 6.14) визначимо витрату води, $B=145 \text{ л/м}^3$.

2. Визначаємо витрату цементу, кг/м^3 :

$$Ц = \frac{B}{B/Ц} = \frac{145}{0.315} = 460 \text{ кг/м}^3$$

Згідно табл. 6.21 коригуємо витрату води, при $Ц=460$ збільшуємо кількість води на 9 л. Таким чином $B=154 \text{ л}$.

3. Визначаємо витрату цементу, кг/м^3 :

$$Ц = 154 / (0.315) = 489 \text{ кг}.$$

4. Визначаємо витрату заповнювачів за методом абсолютних об'ємів:

- витрата щебеню, кг/м^3 :

$$Щ = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{щ}^n}{\rho_{н.щ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}} = \frac{1000}{1.37 \frac{0.46}{1.45} + \frac{1}{2.7}} = 1238 \text{ (кг/м}^3\text{)},$$

де α – коефіцієнт розсуву зерен; $V_{щ}^n$ – пустотність крупного заповнювача:

$$V_{щ}^n = 1 - \frac{\rho_{н.щ}}{\rho_{щ}} = 1 - \frac{1.45}{2.7} = 0.46 \text{ (кг/л)};$$

- витрату піску:

$$П = \left(1000 - \left(\frac{Ц}{\rho_{ц}} + B + \frac{Щ}{\rho_{щ}} \right) \right) \cdot \rho_{п} = 609 \text{ кг/м}^3.$$

Розрахунковий номінальний склад бетону, кг/м^3 :
 $КЦ=489 \text{ кг/м}^3$; при $B/Ц=0.315$; $B=154 \text{ кг/м}^3$;
 $СП=0.007 \times 489 = 3.42 \text{ кг/м}^3$; $П=609 \text{ кг/м}^3$; $Щ=1238 \text{ кг/м}^3$.

7. ВИСОКОМІЦНІ ФІБРОБЕТОНИ

7.1 Загальні відомості

З підвищенням міцності бетону росте і його крихкість при короткочасному й тривалому навантаженні, що приводить практично до миттєвого руйнування бетону при досягненні ним граничного стану. Варіантом вирішення цієї проблеми можна вважати дисперсне армування бетону фіброю, що дозволяє істотно підвищити його питому міцність особливо на розтяг і згин, тріщиностійкість, стійкість до ударних і вібраційних впливів, опір стиранню тощо [68-75].

До дисперсно-армованих бетонів або фібробетонів належить група композиційних матеріалів, що включають короткі відрізки різних волокон (фібри) у цементній матриці. В якості фібри можуть служити різні типи волокон зі сталі, скла, синтетичних матеріалів, азбесту, вуглецю та ін. (табл. 7.1).

Найбільш поширені фібробетони на портландцементі, армовані сталевим волокном – *сталефібробетони*. Сталеve волокно звичайно представлене відрізками дроту, у тому числі з відпрацьованих канатів. Фібри можуть мати різний поперечний переріз – круглий, овальний й ін. розмірами від 0,2 до 1,6 мм і довжину від 10 до 160 мм. Поверхня фібр може бути профільована, оброблена травленням і, як виключення, гладкою. Кількість фібр, що вводяться в бетон, у більшості випадків коливається від 0,5 до 2% по об'єму. Введення в бетон сталевих фібр у кількості 1...1,5% по об'єму збільшує його міцність на розтяг до 100%, міцність на згин на 150...200%, міцність на стиск підвищується на 10...25%.

Таблиця 7.1

Застосування різних волокон у виробках та спорудах з бетону

Тип волокна	Галузь застосування
Скло	Збірні панелі, облицювання стін, каналізаційні труби, тонкі бетонні покриття дахів, суха штукатурка для бетонних блоків
Сталь	Ніздрюваті бетонні елементи покриття, дорожні покриття, мостові настили, вогнетривкі матеріали, бетонні труби, злітно-посадочні смуги аеродромів, емності високого тиску, вибухостійкі споруди, основи верстатів, портові споруди, облицювання тунелів, конструкції корабельного корпусу
Поліпропілен, нейлон	Фундаментні палі, попередньо напружені палі, лицевальні панелі, плавучі елементи для причалів у портах, дорожній ремонтний матеріал, привантажі для підводних труб
Азбест	Листи, полотно, плити, вогнетривкі й ізоляційні матеріали, каналізаційні труби, гофровані і гладкі покрівельні листи, облицювання стін
Вуглецеві	Гофровані елементи перекриттів, одинарні і подвійні вигнуті мембранні структури, корпуси човнів, настили будівельних лісів
Поліамід	Аналогічно вуглецевим волокнам
Бамбук	Будівельні настили
Слюдяні луски	Частково заміщають азбест у цементних настилах, бетонних трубах; ремонтні матеріали
Рослинні волокна: кокосової пальми, сизала джуту, аквара, слонової трави	Дешеві покрівельні матеріали і лицевальні панелі

Запропоновано використовувати в якості характеристики фібрового армування величину:

$$K = \mu_o \frac{\ell}{d}, \quad (7.1)$$

де μ_o – коефіцієнт об'ємного армування; ℓ – довжина фібри, мм; d – діаметр фібри, мм.

Експериментально встановлене, що однаковим значенням K , при інших рівних умовах, відповідають однакові значення міцності сталевібробетону незалежно від абсолютних значень діаметрів фібр.

На підставі проведених досліджень, рекомендується, для конструкцій, граничний стан яких лімітується несучою здатністю, застосовувати фібри діаметром 1,0...1,2 мм.

Відмінною рисою фібробетонів є підвищена структурна в'язкість, завдяки якій вони набувають значної стійкості при динамічних навантаженнях, у тому числі ударних. Висока ударна міцність – одна із найбільш важливих властивостей фібробетонів, що обумовило їх застосування у важких експлуатаційних умовах, коли підвищення довговічності конструкцій виправдовує порівняно високу вартість матеріалу.

Ударну міцність (ударостійкість) пропонується оцінювати енергією, що затрачена на утворення тріщин:

$$A_{y\partial} = \frac{PgHn}{L_{mp}}, \quad (7.2)$$

де P – маса копра, що здійснює удар; g – прискорення вільного падіння; H – висота падіння копра; n – кількість ударів; L_{mp} – довжина утворених тріщин (усереднене значення за всіма гранями зразка).

Численні дослідження вітчизняних і закордонних учених, а також дані натурних випробувань конструкцій, переконливо показують, що завжди, незалежно від середньої густини матриці й виду застосовуваних волокон,

ударостійкість бетону в результаті дисперсного армування зростає в кілька разів. При цьому відзначається, що ступінь підвищення опірності ударним та іншим динамічним впливам певним чином залежить від геометричних характеристик використовуваних волокон, їх кількості в суміші, дисперсності мінеральних компонентів у складі матриці, а також від технології виготовлення виробів. Одночасно встановлене, що при певному об'ємному насиченні важкого бетону дисперсною арматурою (у межах $\mu_0=1...3\%$) застосування низькомодульних синтетичних волокон забезпечує одержання матеріалу, що не поступається за ударостійкістю сталеві фібробетону і при цьому більш економічного. Разом з тим, в стверджується, що найбільш ефективним видом фібри, з погляду підвищення ударостійкості бетону, є високомодульні волокна.

Дисперсне армування високомодульними волокнами: сталевими, азбестовими, вуглецевими, скляними збільшує *тріщиностійкість* бетону. За результатами при введенні сталевих фібр $0,25 \times 25,4$ мм ($d \times l$) у кількості 2,3% за об'ємом навантаження в момент утворення першої тріщини подвоюється в порівнянні зі зразками з неармованого бетону, при кількості волокон 4% за об'ємом зростає приблизно в 3 рази.

Необхідно відзначити, що тріщиностійкість істотно залежить від рівня дисперсного армування, обумовленого величиною діаметра використовуваних фібр. Так, у випадку армування бетону сталевими фібрами $0,3 \times 25$ мм при армуванні 0,02% за об'ємом момент тріщиноутворення збільшується в 1,25 рази в порівнянні з бетоном, армованим волокнами $1,25 \times 120$ мм. У зв'язку із цим для конструкцій до яких пред'являються підвищені вимоги по тріщиностійкості, рекомендується застосовувати фіброву арматуру діаметром $0,2...0,5$ мм.

За рахунок більш високої тріщиностійкості сталеві фібробетон відрізняється підвищеною в 1,5...2 рази

морозо-, жаро- і вогнестійкістю, водонепроникністю. Цінними якостями сталевібробетону є підвищена зносостійкість, яка збільшується на 30...50%.

Сталевими, як і неметалічними волокнами, армують, як правило, дрібнозернисті бетони або цементний камінь. Дисперсне армування ефективно запобігає розвитку волосяних тріщин тільки при відстані між волокнами не більше 10...12 мм. Для розрахунку коефіцієнта відстані між волокнами (S) для дисперсно-армованих композитів запропонований ряд формул. Найбільш проста з них наведена нижче:

$$S = \sum V_1 / V_f , \quad (7.3)$$

де V_1 – об'єм одного волокна; V_f – об'ємний відсоток волокна.

Зі зменшенням значення коефіцієнта S збільшується міцність композитів при розтягу і згині.

Одним з ефективних різновидів мінеральних волокон для дисперсного армування бетонів є *базальтове волокно*.

Воно характеризується високою міцністю 1600...3600 МПа. Основними особливостями фібробазальтобетону є його висока міцність при всіх видах напружених станів і здатність витримувати значні деформації в пружному стані. При цьому відносна деформація цементного каменю без утворення тріщин досягає 0,7...0,9%, що в 35-45 разів перевищує граничне видовження неармованого каменю. Значне збільшення деформативності і міцності цементного каменю відбувається за рахунок усунення базальтовими волокнами впливу концентрації напружень в місцях, ослаблених структурними дефектами (раковинами, мікротріщинами). Базальтове волокно хімічно інертне, не вступає в реакцію з солями або фарбниками, тому бетони, армовані базальтовими волокнами, застосовують при будівництві морських споруд, і в архітектурному і декоративному бетонах.

Можна виділити основні закономірності, які можуть вважатися загальноновизнаними:

1. Властивості фібробетону визначаються видом і якістю застосовуваних волокон і бетону, їх кількісним співвідношенням і багато в чому залежать від стану контактів на межі поділу фаз.

2. Істотне підвищення міцнісних характеристик композиту у порівнянні з вихідним бетоном (зі збереженням досягнутого рівня в часі) забезпечується використанням високотехнологічних волокон, хімічно стійких стосовно матриці й з більшим, ніж у неї модулем пружності.

3. Вид волокон, їх відносна довжина (l/d) і процентний вміст у суміші повинні призначатися, виходячи з вимог до виробів і конструкцій з урахуванням прийнятої технології. Відхилення від оптимальних значень зазначених параметрів у більшу або меншу сторону знижує ефективність дисперсного армування.

При оптимальних параметрах армування введення волокон сприяє поліпшенню структури й властивостей вихідного бетону, підвищенню його стійкості й довговічності.

Введення фібри в бетонну суміш можна здійснювати двома основними способами.

1. Спочатку готується бетонна суміш, потім у неї поступово вводиться фібра, що супроводжується перемішуванням протягом 3...5хв до її рівномірного розподілення в суміші (класичний спосіб).

2. Приготування сухої суміші (заповнювачі, в'язуче, фібра), подача води й добавок у працюючий змішувач, змішування всіх компонентів протягом 3...5хв і вивантаження (сухий спосіб).

Порівняння двох способів приготування фібробетонної суміші показує, що і класичний, і "сухий" способи приготування даються співставні результати з незначним переважанням класичного способу (переважно для високорухомих сумішей).

7.2 Вплив основних технологічних параметрів на властивості фібробетону

На даний час запропонована велика кількість видів сталевих фібри, які відрізняються геометричними параметрами та властивостями металу, з якого вони виготовлені. Найпоширенішими в Україні є різні види фібри із низьковуглецевої сталі трьох основних типів: пряма, хвилеподібна та анкерна із загнутими або сплюсненими кінцями (рис. 7.1).

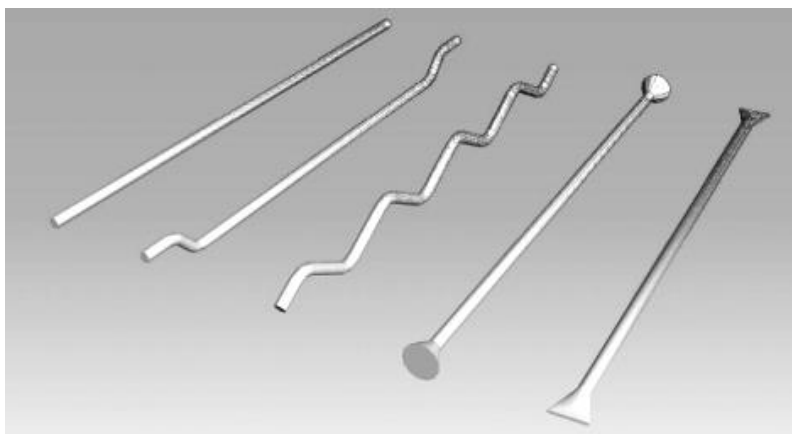


Рис. 7.1. Види фібри

Характеристика основних видів фібри наведена в табл. 7.2.

Таблиця 7.2

Види сталеві фібри: основні характеристики
(згідно EN 14889-1)

Основні показники	Вид фібри				
	Хвилеподібна Ф1 60/1	Анкерна із загнутими кінцями Ф2 60/1	Анкерна із сплюсненими кінцями Ф3 50/1	Анкерна із загнутими кінцями Ф4 33/0,85/0,75	Прямолінійна фібра з анкерами у вигляді конусів Ф5 54/1
Довжина (L), мм	60,0±6,0	60,0 ± 6,0	50 ± 5,0	33,0 ± 3,0	54,0 ± 4,0
Діаметр (d) , мм	1,0 ± 0,1	1,0 ± 0,1	1,0 ± 0,1	0,9*	1,0 ± 0,03
$\Lambda=L/d$	60	60	50	37	54
Тимчасовий опір розриву, МПа не менше	1335	1335	1335	1260	1100
Довжина загнутого/ сплющеного кінця, мм	-	5,0 ± 0,1	4,0 ± 0,1	2,5 ± 0,1	2,0 ± 0,1
Висота хвилі/ загнутого кінця, мм	4,5 ± 0,1	5,0 ± 0,1	-	5,0 ± 0,1	-
Середня густина сталі (ρ), г/см ³	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86

* Еквівалентний діаметр.

Дослідження водопотреби і легкоукладальності бетонних сумішей виконані із застосуванням фібри Ф1 (табл.7.2.).

Введення фібри приводить до зростання водопотреби на 3...12% залежно від виду заповнювача. Дрібнозернисті суміші характеризуються більшою водопотребою у порівнянні із сумішами на крупному заповнювачі, що пояснюється більшою сумарною поверхнею зерен в першому випадку.

Потрібно також відзначити, що важкі фібробетонні суміші при високих значеннях C/B характеризуються схильністю до розшарування, в той час як для дрібнозернистих сумішей це явище виражене в значно меншій мірі.

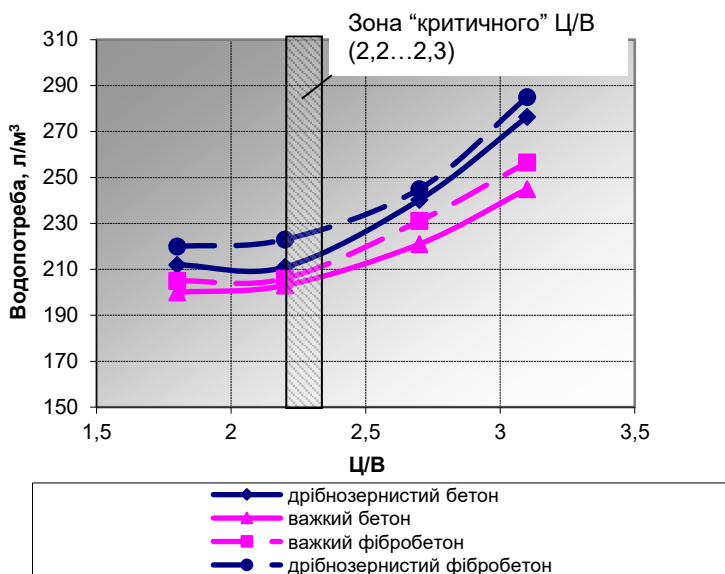


Рис. 7.2. Вплив C/B на водопотребу фібробетонних сумішей (Витрата фібри для дрібнозернистого фібробетону – 1,3%, для важкого фібробетону – 0,8%)

Розглядаючи вплив вмісту фібри на водопотребу бетонних сумішей можна відмітити закономірність росту водопотреби при зростанні її об'ємної витрати.

Як свідчать наведені результати, правило постійності водопотреби виконується і у випадку використання фібробетонних сумішей. Верхня межа області “критичного” C/V для таких сумішей знаходиться в межах 2,2...2,3 (рис. 7.2).

Використання пластифікуючих добавок Melflux та C-3 поряд із зниженням водопотреби, зміщує “критичне” C/V до значень 2,6...2,7 (рис. 7.3).

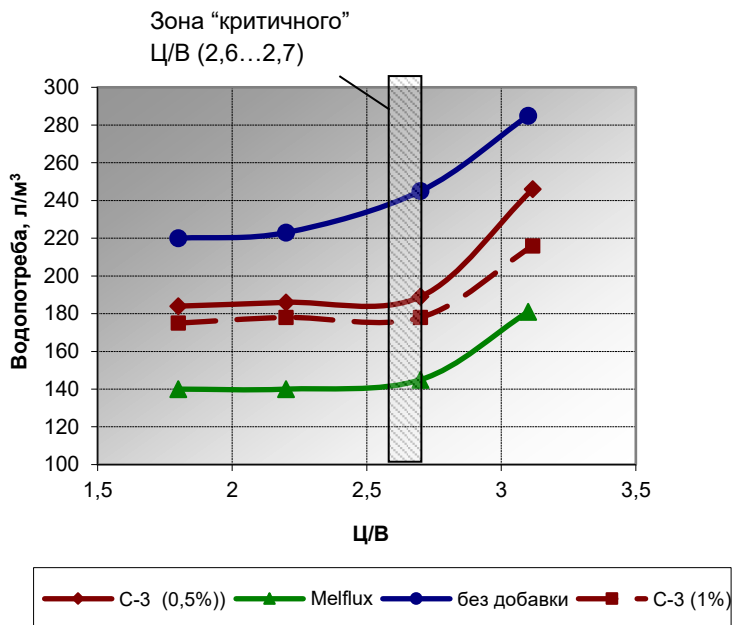


Рис. 7.3. Вплив C/V на водопотребу фібробетонних сумішей при використанні водоредукуючих добавок

В межах правила постійності водопотреби для досліджуваних бетонів нами встановлені залежності водовмісту від рухомості бетонної суміші (рис. 7.4). Витрата суперпластифікатора Melflux склала 0,5%, C-3 – 1%. Витрати фібри відповідали раніше встановленим оптимальним значенням.

Як видно, застосування добавок пластифікаторів призводить до того, що суміші (особливо дрібнозернисті) стають більш чутливими до зміни рухомості вже при невеликих змінах водовмісту.

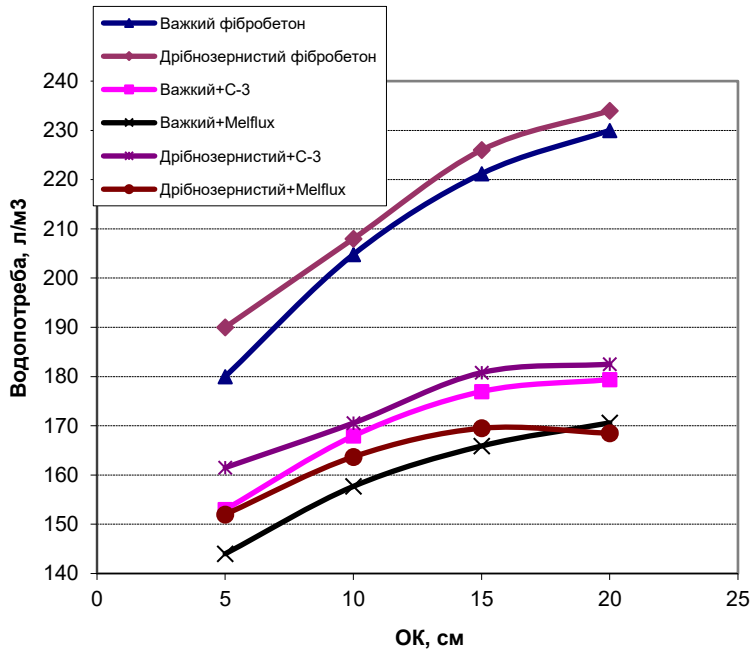


Рис. 7.4. Розрахункові залежності впливу на водопотребу фібробетонних сумішей показників рухомості при використанні водоредукуючих добавок

Для визначення зміни водопотреби бетонних сумішей за межами правила сталості водопотреби можна збільшення водопотреби ΔB знаходити за емпіричною формулою:

$$\Delta B = \left(B / Ц - \frac{1}{1,68 K_{н.з}} \right) \left(\frac{B_0}{100} \right)^{5.5}, \quad (7.4)$$

де B_0 – водопотреба, встановлена в межах дії правила постійності водопотреби; $K_{н.г.}$ – нормальна густина цементу.

У табл. 7.3 наведені значення водовмісту бетонних сумішей при $C/B > (C/B)_{кр}$ і різних показниках рухомості бетонної суміші, а також значення ΔB , обчислені за формулою (7.4) і знайдені експериментально. Водовміст фібробетонних сумішей знаходили за умови використання базових складів важкого та дрібнозернистого бетонів, що встановлені раніше.

Таблиця 7.3

Розрахункові та експериментальні значення поправки до водоботреби фібробетонних сумішей

OK, см	B ₀ , л при (Ц/В) _{кр} ≤2,2	Поправка до водопотреби ΔB, л (за 2.4) при		Поправка до водопотреби ΔB, л (експериментальна) при	
		Ц/В=	Ц/В=	Ц/В=	Ц/В=
		2,7	3,1	2,7	3,1
Важкий фібробетон					
5	185	14,6	26,4	15	27
10	205	25,7	46,4	24	42
15	218	36,0	65,1	32	61
20	225	42,9	77,5	43	75
Дрібнозернистий фібробетон					
5	192	17,9	32,4	16	31
10	210	29,3	53,0	26	50
15	225	42,9	77,5	43	76
20	238	58,4	105,5	56	103

Отримані результати показують хорошу збіжність за величинами поправок, як розрахованих за формулою (7.4), так і знайдених експериментально. Значення поправок, наведені в табл. 7.3 можна використовувати при проектуванні складів високоміцних фібробетонів, що потребують високих значень C/B .

Введення фібри приводить до деякого зменшення зберезуваності рухомості суміші у часі у порівнянні із сумішшю без фібри. В цілому втрати рухомості протягом першої години для всіх складів є незначними. Зберезуваність рухомості сумішей складів 1-4 становить відповідно 1,5 год, 1,35 год, 0,95 год та 0,76 год (рис.7.5).

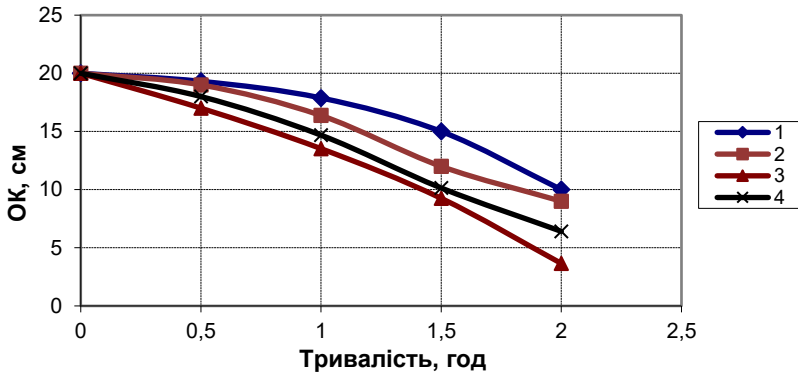


Рис. 7.5. Кінетика зміни рухомості бетонних сумішей за осадкою конуса (номера складів відповідають табл. 7.4)

Таблиця 7.4

Склади бетонних сумішей							
№	В/Ц	Витрата основних компонентів, кг/м³				Фібра, кг/м³	Вид та вміст пластифікатора, %
		Вода	Цемент	Пісок	Щебінь		
Важкий фібробетон							
1	0,46	230	500	655	1252	–	–
2	0,48	238	500	655	1252	60	–
3	0,36	178	500	655	1252	60	C-3 (1%)
4	0,27	135	500	655	1252	60	Melflux (0,5%)
Дрібнозернистий фібробетон							
5	0,53	263	500	837	1023	–	–
6	0,50	248	500	837	1023	100	-
7	0,38	188	500	837	1023	100	C-3 (1%)
8	0,32	161	500	837	1023	100	Melflux (0,5%)

Розглядаючи кінетику зміни рухомості у часі для дрібнозернистого бетону (рис. 7.6) можна відзначити наступні особливості. В цілому характер залежностей подібний до важкого бетону, в той же час в абсолютних значеннях втрата рухомості є більш суттєвою.

Найбільші втрати рухомості в часі мають суміші знову ж таки з добавками суперпластифікаторів, причому кінетика зміни рухомості для складів сумішей з використанням обох суперпластифікаторів є практично однаковою до 1,5 год, найменші – без пластифікатора та використання фібри.

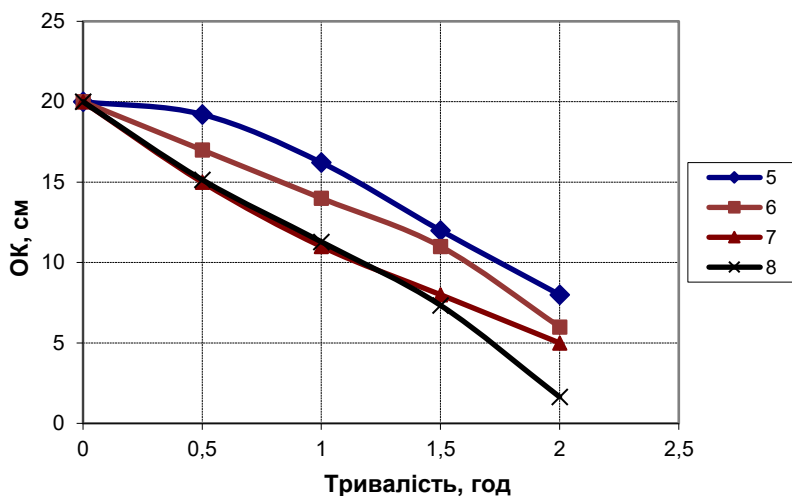


Рис. 7.6. Кінетика зміни рухомості дрібнозернистих бетонних сумішей за осадкою конуса (номера складів відповідають табл. 7.4)

Втрати рухомості протягом першої години для всіх складів є більш суттєвими у порівнянні з сумішами на крупному заповнювачі. Збережуваність рухомості сумішей складів 5...8 становить відповідно 1,34 год, 0,77 год, 0,51 год та 0,49 год.

В процесі визначення збережуваності помічено характерну особливість сумішей, що включають до свого

складу пластифікатори. Збережуваність (життєздатність) таких сумішей можна суттєво збільшити використовуючи додаткове постійне чи періодичне перемішування після їх приготування. На рис. 7.6 наведено порівняння кінетики зміни рухомості у часі дрібнозернистих фібробетонних сумішей (склади 7-8, табл. 7.4) перемішаних одноразово та таких же сумішей, що піддавалися додатковому перемішуванню (2...2,5 хв) кожні 0,5 год.

Як видно з наведених даних, за умов додаткового перемішування життєздатність фібробетонних сумішей з

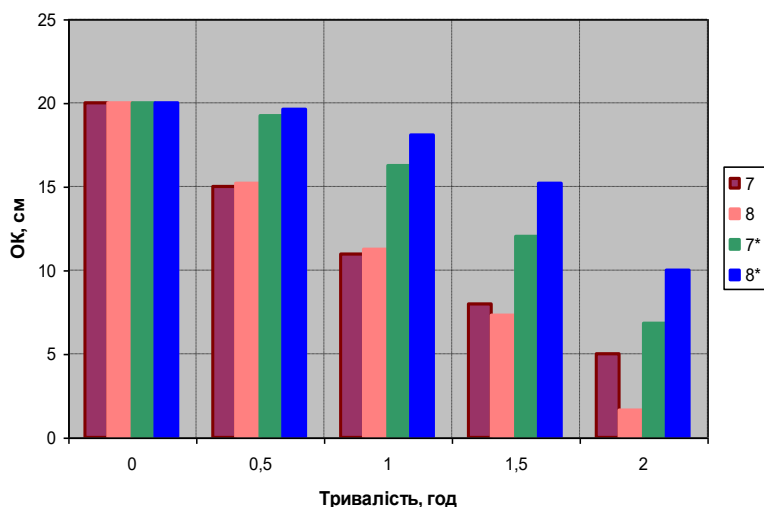


Рис. 7.7. Кінетика зміни рухомості дрібнозернистих бетонних сумішей при однократному та багаторазовому перемішуванні (номера складів відповідають табл. 7.4,

* – при застосуванні додаткового перемішування)

використанням пластифікуючих добавок можна суттєво збільшити. Особливо це стосується суміші з використанням добавки Melflux, для якої збережуваність (при зниженні рухомості на 5 см) склала 1,54 год, що в 3 рази перевищує значення для суміші, перемішаної однократно.

Основний ефект від дисперсного армування бетонів фіброю проявляється у збільшенні міцності бетонів на розтяг,

при згині $f_{c,tf}$, відповідно співвідношення $f_{c,tf}/f_{cm}$ і як наслідок тріщиностійкості і динамічної міцності. Співвідношення $f_{c,tf}/f_{cm}$ можна прийняти як коефіцієнт ефективності дисперсного армування. Отримані експериментальні дані ($V/C=0,55$; $C=500\text{кг/м}^3$) при порівнянні бетонів з 5-ти видами фібри, приведеними в табл. 7.2 показують, що найбільші значення $f_{c,tf}$ досягаються при застосуванні фібри Ф1. Це можна пояснити найбільшою поверхнею зчеплення такої фібри з бетоном.

Порівняльні діаграми міцності для зразків з використанням п'яти видів фібри та без неї наведено на рис. 7.8, 7.9.

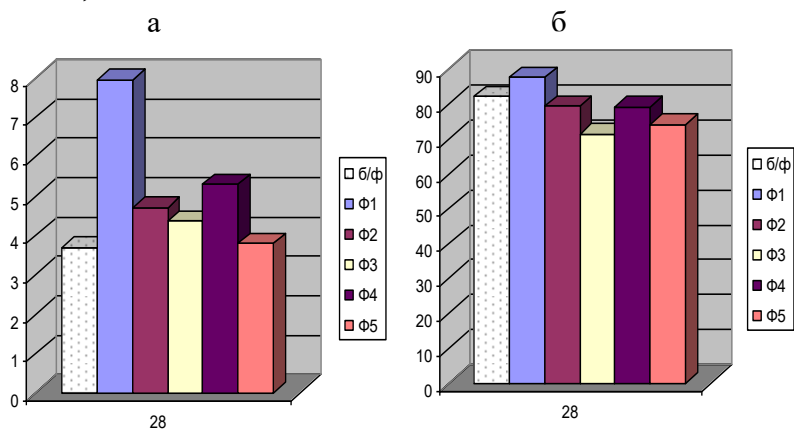


Рис. 7.8. Вплив виду фібри на значення міцності на розтяг при згині (а) та стиску (б) важкого сталефібробетону у віці 28 діб ($\mu = 0,5\%$)

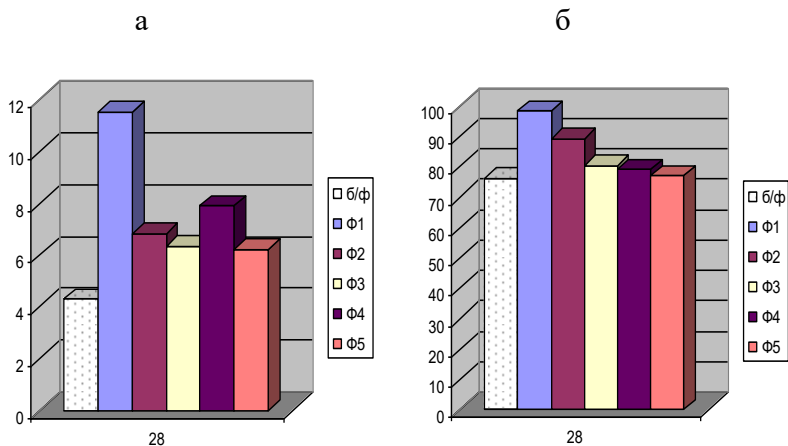


Рис. 7.9. Вплив виду фібри на значення міцності на розтяг при Згині (а) та стиску (б) дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 діб ($\mu = 0,5\%$), * б/ф – без фібри

На рис. 7.10, відображені коефіцієнти ефективності дисперсного армування різними видами фібри для дрібнозернистого бетону.

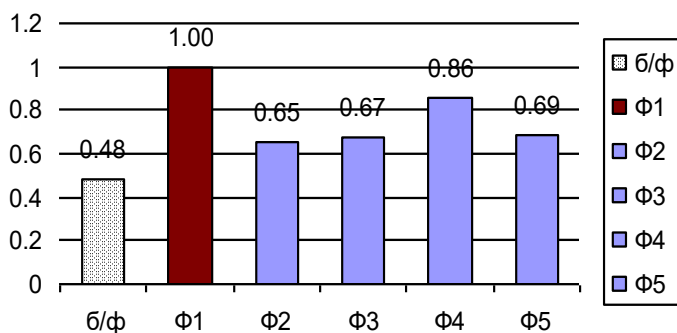


Рис. 7.10. Значення коефіцієнта ефективності дисперсного армування при використанні різних видів фібр для дрібнозернистого бетону

За одиницю прийняте співвідношення $f_{c,tf}/f_{cm}$ для дрібнозернистого фібробетону з використанням фібри Ф1. Для всіх видів фібри коефіцієнт ефективності є більший ніж для бетону, не армованого фіброю.

Збільшення водоцементного відношення приводить до зменшення міцності фібробетонів у всі строки, причому більшою мірою міцності при стиску (рис.7.11).

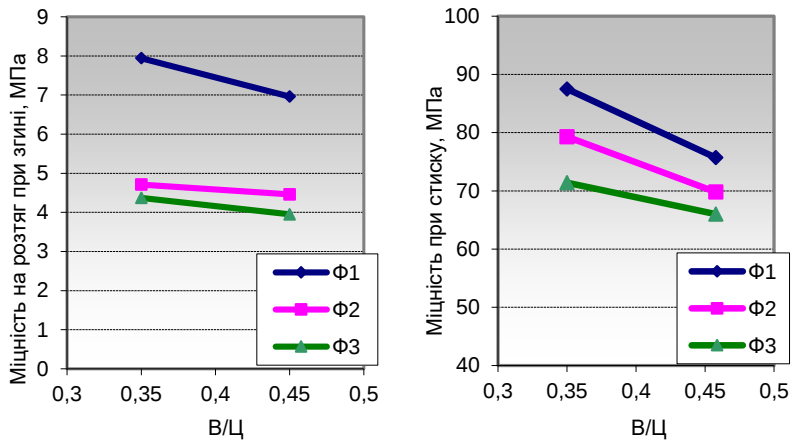


Рис. 7.11. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску сталеві фібробетону у віці 28 діб від В/Ц

Розглядаючи кінетику зростання міцності у часі (рис. 7.12, 7.13), можна відзначити, що її значення у віці 1 доба складає близько 50% від 28-добового значення, а у віці 7 діб – близько 80%.

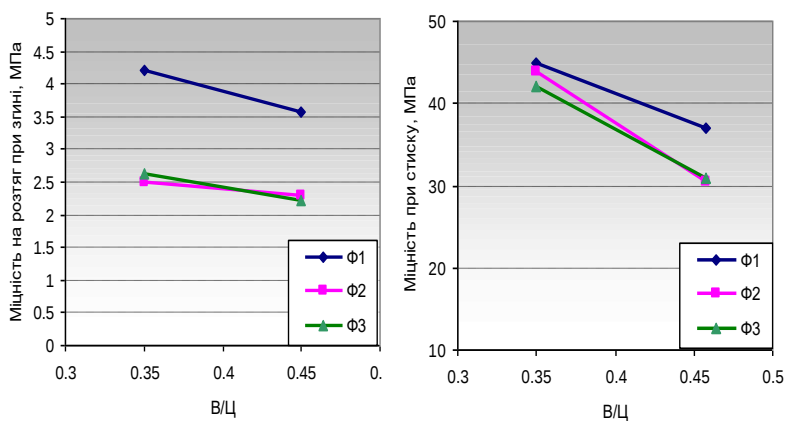


Рис. 7.12. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску сталевібробетону у віці 1 доба від В/Ц

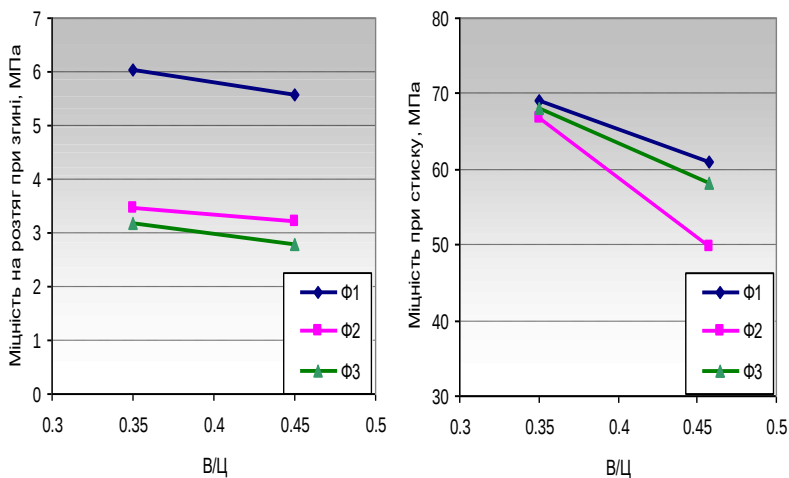


Рис. 7.13. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску сталевібробетону у віці 7 діб від В/Ц

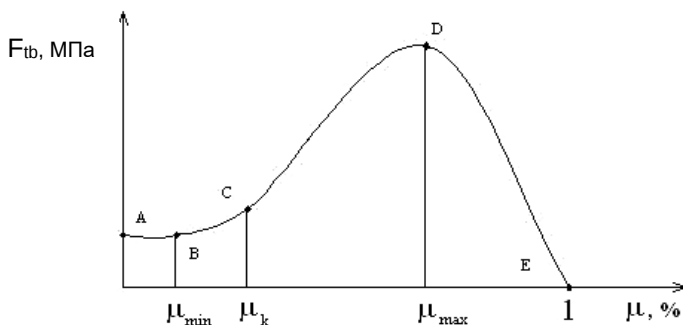


Рис. 7.14. Характер зміни міцності фібробетону залежно від об'ємної концентрації волокон

З підвищенням об'ємної концентрації фібри фізико-механічні характеристики фібробетону зростають до певного рівня, після досягнення якого починають знижуватись. Тому існує певне співвідношення об'ємів волокна й матриці, при яких фізико-механічні характеристики фібробетону будуть мати максимальне значення.

Встановлено, що в інтервалі мінімального й максимального відсотка армування (μ_{min} – μ_{max}) має місце характерна точка, що відповідає моменту утворення фіброцементного каркаса (μ_k), до і після якої поведінка композита та його властивості суттєво відрізняються (рис. 7.14).

Ділянка *AB* характеризує малі насичення, коли волокна віддалені один від одного на значні відстані (“зона розсіяного армування”), міцність фібробетону характеризується міцністю матриці й практично не відрізняється від неї. Ділянка *BC* характеризує “зону зосередженого армування”, при розтріскуванні матриці волокна здатні сприймати навантаження й забезпечувати несучу здатність фібробетону. Точка *C* є моментом злиття контактних зон “фібра – матриця” і утворення фіброцементного каркаса. На ділянці *CD* має місце подальше, причому більш інтенсивне, підвищення міцності фібробетону, що є результатом ущільнення цементного

каменю між волокнами. Точка D відповідає максимальній міцності фібробетону, подальше зниження якої обумовлено зменшенням товщини матричного шару настільки, що матеріал проявляє схильність до розшарування навіть при невеликих навантаженнях.

Згідно з отриманими експериментальними даними, оптимальне значення об'ємної концентрації сталевих фібри забезпечується при її витратах, що наближаються до 80-100 кг/м³.

7.3. Пористість, водопоглинання, деформативність і морозостійкість фібробетону

Низький водовміст досліджуваних фібробетонних сумішей, інтенсивна гідратація та тверднення обумовлюють відповідні особливості порової структури бетонів.

Визначення показників *пористості* фібробетону проводили на зразках-кубах з ребром 10 см у відповідності з ДСТУ Б В.2.7-170:2008. Повний об'єм пор бетону знаходили за формулою:

$$P_n = \left(\frac{\rho_{\delta} - \rho_0}{\rho_{\delta}} \right), \quad (7.5)$$

де ρ_{δ} – густина подрібненого в порошок бетону, кг/м³;
 ρ_0 – середня густина сухого бетону, кг/м³.

Теоретично цей висновок слідує з аналізу формули капілярної пористості бетону:

$$P_{\text{кап}}^{\delta} = \frac{B - 0,5\alpha C}{1000}, \quad (7.6)$$

де α – ступінь гідратації цементу, C – витрата цементу, кг/м³.

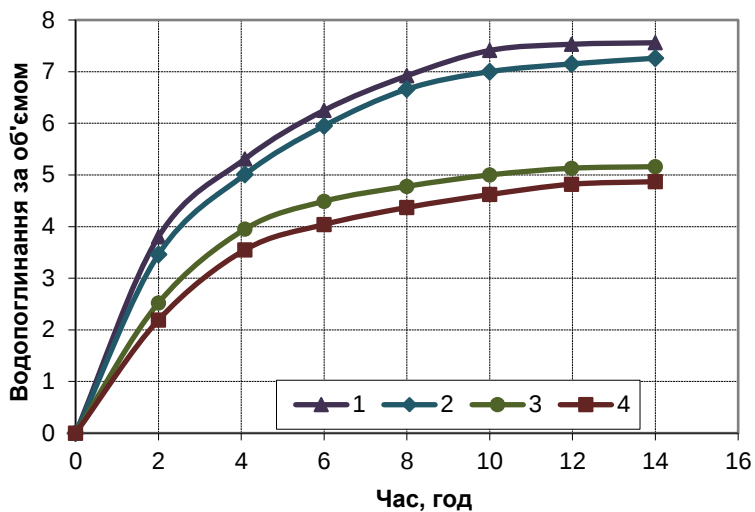
Зменшення показника середнього розміру пор супроводжується зростанням впорядкованості структури, про що свідчить збільшення показника однорідності α .

Таблиця 7.5

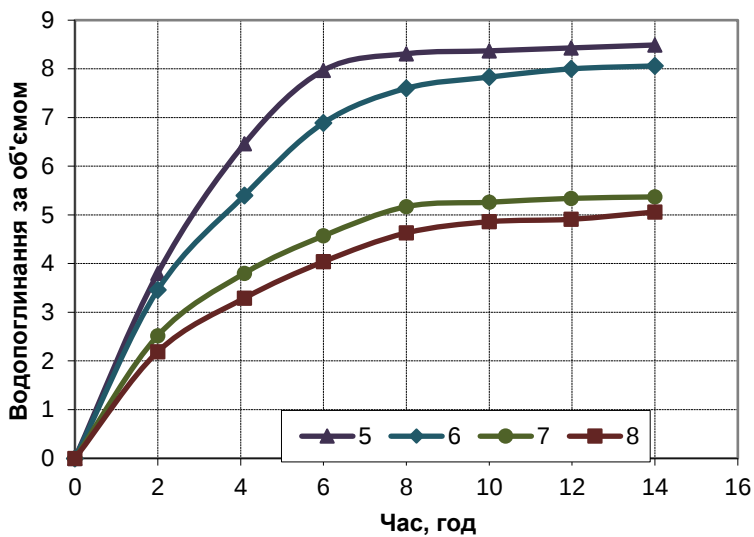
Параметри порової структури бетонів

№ Складів	Водоцементне відношення	Водовміст, кг/м ³	Загальна пористість, % (I_0)	Відкрита капілярна пористість, % (W_0)	Показник середнього розміру пор λ	Показник однорідності пор α	Фібра ФІ, кг/м ³	Вид та вміст пластифікатора, %
Важкий бетон								
1	0,46	230	11,6	7,5	1,61	0,78	-	—
2	0,48	238	11,8	7,4	1,55	0,81	60	—
3	0,36	178	9,7	5,1	1,46	0,85	60	C-3 (1%)
4	0,27	135	9,9	4,9	1,41	0,88	60	Melflux (0,5%)
Дрібнозернистий бетон								
5	0,53	263	12,4	8,5	1,65	0,75	-	—
6	0,50	248	12,1	8,1	1,53	0,82	100	—
7	0,38	188	9,3	5,5	1,43	0,87	100	C-3 (1%)
8	0,32	161	9,5	5,3	1,39	0,89	100	Melflux (0,5%)

Примітки: 1. Номера складів бетону відповідають табл. 17;
2. Температура води при випробуванні бетону на водопоглинання $t=20^{\circ}\text{C}$.



а



б

Рис. 7.15. Кінетика зміни водопоглинання важких (а) та дрібнозернистих (б) бетонів (номера кривих відповідають складам, приведеним в табл. 7.5

Дрібнозернистий фібробетон володіє дещо меншими показниками середнього розміру пор λ при практично однакових значеннях показників однорідності (табл. 7.5).

Кінетику росту водопоглинання для досліджених видів бетону (рис. 7.15) можна описати логарифмічними залежностями.

Важливим наслідком введення суперпластифікатору в фібробетонній суміші є покращення структури порового простору за рахунок зменшення середнього розміру пор та підвищення однорідності їхнього розподілення. Зменшення товщини водних прошарків на зернах в'язучого обумовлює зменшення середнього радіуса капілярів.

Тріщиностійкість бетонів і фібробетонів в значній мірі визначається поряд з відношенням $f_{c,tf} / f_{cm}$ усадочними деформаціями. Значення усадочних деформацій і модуля Т – співвідношення міцності на розтяг до граничної величини усадочних деформацій приведені в табл. 7.6 і рис 7.16.

Таблиця 7.6

Значення усадочних деформацій ε_{yc} і модуля тріщиностійкості бетонів

№ п.п. складів бетону	Значення ε_{yc} та модуля Т для бетонів у віці					
	28 діб			90 діб		
	ε_{yc}	$f_{c,tf}$, МПа	$f_{c,tf} / \varepsilon_{yc}$	ε_{yc}	$f_{c,tf}$, МПа	$f_{c,tf} / \varepsilon_{yc}$
1	6,2	3,5	0,56	6,5	3,6	0,55
2	5,8	7,9	1,36	6,2	7,9	1,27
3	5,5	10,8	1,97	5,7	11	1,93
4	4,4	12,1	2,75	4,6	12,4	2,70
5	7,2	4,6	0,64	7,8	4,4	0,56
6	7,06	11,6	1,64	7,45	11,7	1,57
7	5,95	14,3	2,40	6,25	14,5	2,32
8	5,00	16,2	3,24	5,2	16,3	3,13

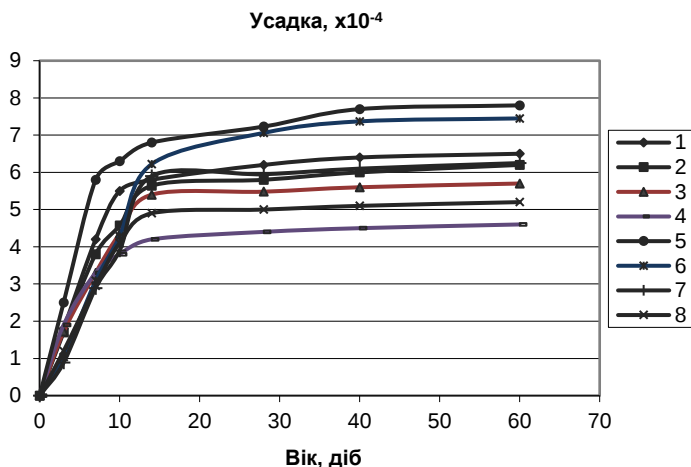


Рис. 7.16. Криві усадочних деформацій
Номера кривих відповідають скадам, наведеним в табл. 7.4

У відповідності із сучасними уявленнями бетонознавства *морозостійкість* бетону визначається комплексом факторів, і в першу чергу, їхньою капілярною пористістю, а також співвідношенням об'ємів відкритих капілярних та закритих повітряних пор. Суттєве значення поряд з хіміко-мінералогічним складом цементного клінкера має вид і вміст мінеральних добавок.

Для фібробетонів, разом з тим, велике значення має характер і вид дисперсного армування. Фіброві волокна, підвищуючи міцність на розтяг бетону, дозволяють краще протидіяти напруженням, що виникають в процесі замерзання води в капілярах.

Для сталевіфібробетонів характерними є достатньо високі значення морозостійкості, на що впливають як характеристик порової структури бетону, так і характер і ступінь дисперсного армування.

В якості критерію морозостійкості використовували коефіцієнт морозостійкості K_F , який представляє собою відношення міцності при стиску основних зразків через певну

кількість циклів перемінного заморожування і відтавання та міцності контрольних зразків. В табл. 7.7 представлені число циклів, що відповідає марці за морозостійкістю та значення коефіцієнта морозостійкості.

Таблиця 7.7

Результати визначення морозостійкості бетонів

№	<i>B/C</i>	Фібра, кг/м ³	Вид та вміст пласти- фікатора, %	Число циклів за третім методом	Марка за моро- зостійкістю	Коефіцієнт моро- зостійкості
Важкий фібробетон						
1	0,46	–	–	8	300	0,95
2	0,48	60	–	15	500	0,98
3	0,36	60	C-3 (1%)	19	600	0,94
4	0,27	60	Melflux (0,5%)	27	800	1,01
Дрібнозернистий фібробетон						
5	0,53	–	–	8	300	0,96
6	0,50	100	-	15	500	0,98
7	0,38	100	C-3 (1%)	19	600	0,96
8	0,32	100	Melflux (0,5%)	27	800	0,99

Проведені експериментальні дослідження впливу факторів складу на морозостійкість сталевібробетонів, показали досягнення марки за морозостійкістю F800 для складів № 4 та 8.

7.4. Покращення властивостей сталевібробетонів за рахунок орієнтування фібри

Створення орієнтованої структури фібри в сталевібробетоні, при якій фібра спрямована уздовж діючих у виробі розтягуючих навантажень є важливою технічною і науковою задачею. Така орієнтація дозволяє підвищити міцність при розтягуванні в 2-4 рази. На даний момент існує

багато способів створення орієнтованої структури фібри, більшість з яких в залежності від використаних методів можна звести до наступних: стиснення фібри опалубкою, роликове пресування, роздільне, пошарове укладання фібри і бетонної суміші, механічна орієнтація фібри, що досягається пропусканням суміші через спеціальні сітки, набризг фібри в суміш з великою швидкістю, інтенсивне вібрування суміші, при якому фібра займає горизонтальне положення, формування виробів при дії магнітного поля.

Дослідженнями встановлено позитивний вплив на фізико-механічні характеристики фібробетону орієнтування сталевих фібри перпендикулярно робочому навантаженню, яке досягається віброущільненням високорухомих бетонних сумішей та підсилюється при дії магнітного поля (рис. 7.17).

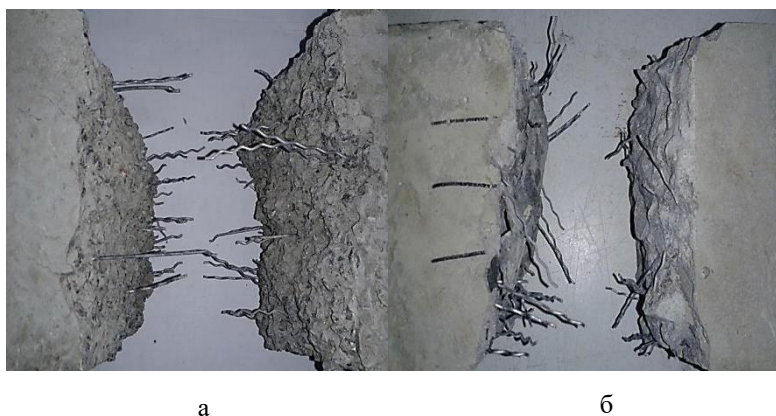


Рис. 7.17. Вигляд перерізу зруйнованого зразка із орієнтованою (а) та не орієнтованою (б) фіброю

Момент сили, що необхідний для орієнтування фібри в суміші розраховують за формулою:

$$M = \tau_0 \times d \times l^2 / 6, \quad (7.7)$$

де d – діаметр фібри, l – довжина фібри, τ_0 – граничне напруження зсуву суміші.

Потужність, яка поглинається сталевібробетонною сумішшю при вібруванні під дією магнітного поля залежить від циклічної характеристики поля (ω), коефіцієнту армування (μ), середньої густини суміші (ρ) та її в'язкості (η), насиченої намагніченості сталі (J):

$$W = \frac{\rho(BJd^2)\mu\omega}{2\pi(\ln)^2}. \quad (7.8)$$

Граничне напруження зсуву (τ_0) і в'язкість суміші (η) знижуються при збільшенні її рухомості (OK).

Нашими дослідженнями була встановлена можливість покращення фізико-механічних властивостей, а саме міцності на розтяг при згині, дрібнозернистого сталевібробетону шляхом забезпечення ефекту орієнтування фібри при ущільненні бетонної суміші різної рухомості на вібромайданчику з та без використання дії магнітного поля (рис.7.17). Вміст фібри складав 20, 40, 60, 80 та 100 кг/м³, а рухомість бетонної суміші змінювалась в діапазоні від 7 до 21 см. Необхідна рухомість бетонної суміші забезпечувалась підбором вмісту суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux. Результати досліджень наведені в табл. 7.8.

Отримані результати підтвердили раніше висунуту гіпотезу про те, що найбільш суттєво на міцність при згині дрібнозернистого сталевібробетону впливає витрата сталевібробетону, при збільшенні вмісту якої від 20 до 100 кг/м³ міцність збільшується майже вдвічі. Також позитивно на міцність дрібнозернистого сталевібробетону, при всіх інших рівних умовах, впливає збільшення рухомості бетонної суміші, що пов'язано із підсиленням ефекту орієнтування сталевібробетону при віброущільненні високорухомих бетонних сумішей. Внаслідок збільшення рухомості з 7 до 21 см, зменшується в'язкість бетонної суміші і суттєво знижуються енерговитрати необхідні для забезпечення орієнтації сталевібробетону в одному напрямку. Експериментальними дослідженнями встановлено, що збільшення рухомості бетонної суміші, при всіх інших рівних умовах, призводить до

збільшення міцності при згині дрібнозернистого сталевібробетону в середньому на 40%, що пов'язано із збільшенням кількості фібри розташованої перпендикулярно робочому навантаженню при випробуваннях. Також до деякого підсилення ефекту орієнтування сталевібробетону призводить формування виробів шляхом віброущільнення при дії магнітного поля. При цьому приріст міцності складає в середньому 5-10%, проте ключовим фактором залишається саме рухомість бетонної суміші.

Таблиця 7.8

Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом фібри 100 кг/м³

№	В/Ц	Рухомість суміші (ОК), см	Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба $f_{c,tf}^1$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб $f_{c,tf}^7$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб $f_{c,tf}^{28}$, МПа	
			Без магніт-ного поля	З магніт-ним полем	Без магніт-ного поля	З магніт-ним полем	Без магніт-ного поля	З магніт-ним полем
1	0,30	7	5,94	6,29	11,95	12,43	13,91	14,60
2	0,30	14	6,25	6,62	12,57	13,07	14,63	15,37
3	0,30	21	8,37	8,87	16,85	17,52	19,61	20,59

7.5. Просектування складів високоміцних фібробетонів

Для розрахунків складів високоміцних фібробетонів в НУВГП запропонована методика, що передбачає використання експериментально-статистичних моделей і номограм на їх основі. Нижче наведений приклад реалізації розробленої методики.

На першому етапі був реалізований трьохрівневий трьохфакторний, близький до D – оптимального, план. Умови планування експерименту наведені в табл. 7.9 в якості крупного заповнювача щебеню 5...20 мм із використанням хвилястої фібри Ф1.

Таблиця 7.9

Умови планування експерименту при визначенні параметрів складів сталевібробетону (фібра Ф1)

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X_1	Витрата цементу, кг/м ³ (L)	450	500	550	50
2	X_2	B/C	0,35	0,4	0,45	0,1
3	X_3	Витрата фібри, кг/м ³ (Φ)	0	20	40	20

На основі отриманої експериментально-статистичної моделі побудовано номограму міцності сталевібробетону (рис. 7.18). Дана номограма в сукупності з комплексом отриманих моделей (табл. 7.10) може бути використана для проектування складів фібробетонів з комплексом заданих властивостей.

Залежно від конкретних умов визначальними параметрами складу сталевібробетону можуть бути або водоцементне відношення або витрати фібри. При проектуванні складів за табл. 7.9 визначаємо бажаний діапазон

у якому може знаходитись склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині.

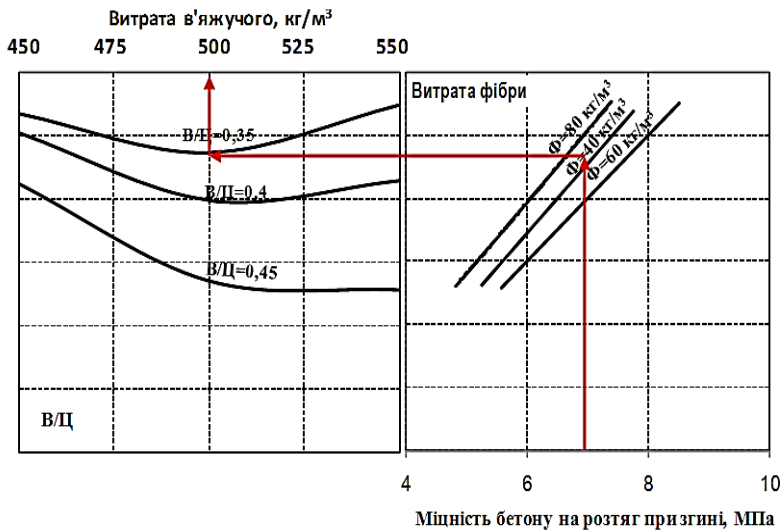


Рис. 7.18. Номограма міцності сталеві фібробетону на розтяг при згині у віці 28 діб

Прийнявши певні витрати фібри або значення водоцементного відношення по номограмі наведеній на рис. 7.18 визначаємо основні параметри складу бетонної суміші, які будуть забезпечувати задану міцність бетону на розтяг при згині.

Переводимо отримані значення параметрів складу бетонної суміші в кодований вигляд використовуючи формули (7.9-7.11):

$$X_1 = \frac{(\Pi - 500)}{50}; \quad (7.9)$$

$$X_2 = \frac{(B/\Pi - 0,4)}{0,05}; \quad (7.10)$$

$$X_3 = \frac{(\Phi - 60)}{20}. \quad (7.11)$$

Таблиця 7.10

Математичні моделі міцнісних параметрів сталевібробетону

Вихідний параметр		Математичні моделі
Витрата Melflux, %		$y=0,21-0,081X_1-0,315X_2+0,099X_3+0,27X_1^2+0,14X_2^2-0,04X_3^2+0,012X_1X_2-0,012X_1X_3-0,034X_2X_3$
Міцність при стиску у віці:	3 доби	$y=35,46-0,26X_1-7,7X_2-0,14X_3+4,171X_1^2+1,47X_2^2+0,671X_3^2-8,363X_1X_2-0,388X_1X_3+0,213X_2X_3$
	7 діб	$y=46,20-3,9X_1-8,4X_2+0,42X_3+8,618X_1^2+0,418X_2^2-0,682X_3^2-4,850X_1X_2-1,40X_1X_3+0,575X_2X_3$
	28 діб	$y=60,6+0,72X_1-16,5X_2-4,8X_3+11,748X_1^2+2,29X_2^2+0,498X_3^2-6,70X_1X_2+1,80X_1X_3-2,70X_2X_3$
Міцність на розтяг при згині у віці:	3 доби	$y=2,74+0,1X_1-0,22X_2+0,63X_3+0,171X_1^2-0,129X_2^2-0,279X_3^2-0,625X_1X_2+0,275X_1X_3+0,12X_2X_3$
	7 діб	$y=3,27-0,1X_1-0,41X_2+1,15X_3+0,365X_1^2-0,106X_2^2-0,194X_3^2-0,450X_1X_2-0,075X_1X_3-0,225X_2X_3$
	28 діб	$y=4,05-0,15X_1-0,44X_2+1,67X_3+0,532X_1^2-0,282X_2^2-0,368X_3^2-0,388X_1X_2-0,087X_1X_3-0,213X_2X_3$

Підставивши отримані значення в рівняння (табл. 7.10), перевіряємо забезпеченість необхідної міцності бетону при стиску у віці 28 діб.

Розраховуємо при заданому водоцементному відношенні і витраті цементу витрати води за формулою:

$$B=C \cdot B / C. \quad (7.12)$$

Таблиця 7.11

Орієнтовні значення міцнісних характеристик
сталевібробетону у віці 28 діб

Витрата фібри, кг/м ³	<i>B/C</i>	<i>f_{c,tf}</i> , МПа	<i>f_{cm}</i> , МПа
20...40	0,35...0,4	6,02...7,51	65,8...72,2
	0,4...0,45	5,13...6,02	44,6...65,8
40...60	0,35...0,4	7...7,75	60,6...79,3
	0,4...0,45	5,3...7	46,3...60,6
60...80	0,35...0,4	7...7,75	65,8...83,9
	0,4...0,45	5,3...7	48,8...65,8

Підставляємо переведені в кодований вигляд значення витрати цементу, фібри та водоцементного відношення в рівняння (табл. 7.8), і визначаємо витрату суперпластифікатора полікарбоксилатного типу, яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші 16-18 см. При необхідності забезпечення іншої рухомості бетонної суміші вміст суперпластифікатора уточнюється експериментально.

При розрахованих значеннях витрати цементу та води за відомими методиками визначаємо витрати заповнювачів за формулами (7.13, 7.14).

$$Щ = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{щ}^n}{\rho_{щ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}}; \quad (7.13)$$

$$П = \left(1000 - \left(\frac{C}{\rho_c} + B + \frac{Щ}{\rho_{щ}} \right) \right) \rho_n. \quad (7.14)$$

де α – коефіцієнт розсуву зерен, $V_{щ}^n$ – пустотність щебеню, $\rho_{щ}$ – насипна густина щебеню, $\rho_{щ}$ – істинна густина щебеню, ρ_n – істинна густина піску.

Приклад.

Розрахувати склад високоміцного сталевібробетону з 28-добовою міцністю на стиск 75 МПа та міцністю на розтяг при згині 7 МПа. Насипна густина щебеню $\rho_{нщ} = 1,65 \text{ г/см}^3$, істинна густина щебеню $\rho_{щ} = 2,85 \text{ г/см}^3$, істинна густина піску $\rho_n = 2,65 \text{ г/см}^3$.

1. За табл. 7.18 визначаємо діапазон B/C та витрати фібри, в якому може знаходитись склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині. В даному випадку – це витрати сталюї фібри 40...60 кг/м³ та водоцементне відношення 0,35...0,4.

2. За номограмою, наведеною на рис. 7.18, задавшись з позицій економії мінімальною витратою фібри 40 кг/м³, визначаємо необхідну витрату цементу і водоцементне відношення, які б забезпечували виконання поставленої вимоги що до міцності фібробетону на розтяг при згині.

3. Переводимо отримані значення ($C=500 \text{ кг/м}^3$, $B/C=0,35$, $\Phi=40 \text{ кг/м}^3$) в кодований вигляд:

$$\begin{aligned}X_1 &= \frac{(C - 500)}{50} = \frac{500 - 500}{50} = 0 ; \\X_2 &= \frac{(B/C - 0,4)}{0,05} = \frac{0,35 - 0,4}{0,05} ; \\X_3 &= \frac{(\Phi - 60)}{20} = \frac{40 - 60}{20} = -1 .\end{aligned}$$

4. Підставляємо отримані значення в рівняння з табл. 7.11 та перевіряємо чи забезпечується необхідна міцність бетону при стиску у віці 28 діб 75 МПа.

$$\begin{aligned}f_{cm} &= 60,6 + 0,72 \cdot 0 - 16,5 \cdot (-1) + 4,8 \cdot (-1) + 11,748 \cdot (0)^2 + \\&+ 2,2 \cdot (-1)^2 + 0,4 \cdot (-1)^2 - 6,70 \cdot 0 \cdot (-1) + 1,80 \cdot 0 \cdot (-1) + \\&+ 2,70 \cdot (-1) \cdot (-1) = 77,6 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Умова виконується $77,6 \geq 75 \text{ МПа}$.

5. Розраховуємо, при заданому водоцементному відношенні і витраті цементу, витрати води за формулою:

$$B = C \cdot B/C = 500 \cdot 0,35 = 175 \text{ л/м}^3.$$

6. Підставляємо переведені в кодований вигляд значення витрати цементу ($X_1=0$), фібри ($X_3=-1$) та водоцементного відношення ($X_2=-1$) в рівняння з табл. 7.10, і визначаємо витрату суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux, яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші 16-18 см.

$$\begin{aligned} СП = & 0,21 - 0,081 \cdot 0 - 0,315 \cdot (-1) + 0,099 \cdot (-1) + 0,27 \cdot 0^2 + \\ & + 0,14 \cdot (-1)^2 + 0,04 \cdot (-1)^2 + 0,012 \cdot 0 \cdot (-1) - \\ & - 0,012 \cdot 0 \cdot (-1) - 0,034 \cdot (-1) \cdot (-1) = 0,57\% \text{ від маси цементу.} \end{aligned}$$

7. При знайдених значеннях витрати цементу та води, за відомими методиками по формулах (7.13-7.14) визначаємо витрати заповнювачів.

$$\Pi = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{\text{щ}}^n}{\rho_{\text{щ}}} + \frac{1}{\rho_{\text{щ}}}} = \frac{1000}{1,5 \frac{0,42}{1,65} + \frac{1}{2,85}} = 1370 \text{ кг/м}^3;$$

$$\Pi = \left(1000 - \left(\frac{500}{3,1} + 175 + \frac{1370}{2,85} \right) \right) 2,65 = 389 \text{ кг/м}^3.$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 500 кг/м³, вода – 175 л/м³, щебінь – 1370 кг/м³, пісок – 389 кг/м³. Витрата суперпластифікатора Melflux складає 0,57% від маси цементу, витрата сталльної фібри 40 кг/м³.

Розрахований склад фібробетону необхідно перевірити експериментально.

8. РЕАКЦІЙНО-ПОРОШКОВІ БЕТОНИ

8.1 Загальні відомості

Найбільш ефективним різновидом дрібнозернистого бетону, котрий володіє підвищеною однорідністю, міцністю та деформативністю є розроблений у Франції у 90-х роках 20 століття реакційно-порошковий бетон (РПБ) (Reactive Powder Concrete (RPC)). Для такого бетону міцність при стиску досягає до 150...200 МПа, що в декілька разів перевищує міцність для звичайних бетонів. Як показують дані багатьох дослідників [76 - 81], для РПБ поряд 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. 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 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.

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 (рис. 8.1).



Рис. 8.1. Результат випробувань вибухом залізобетонних плит, підсилених і не підсилених за допомогою РПБ (а) залізобетонна плита із захисним шаром РПБ, для захисту від утворення уламків при руйнуванні (б).

(РПБ торгової марки DUCON[®] (Німеччина))

Використання дисперсно-армованого РПБ дозволяє також забезпечити захист людей від уламків бетонних конструкцій, що утворюються при вибухах чи інших динамічних впливах.

Випробування показали, що захисні шари, виготовлені з дисперсно армованого РПБ DUCON[®], можуть поглинати локальні руйнування залізобетонних елементів при товщині до 1,5 см (рис.8.1 (б)).

8.2. Вплив складу РПБ на його властивості

Вплив водов'язучого відношення (В/В'яж). Вплив (В/В'яж) на міцність РПБ при стиску вивчався на класичному складі бетону даного виду, що містив цемент (840 кг/м³), мікрокремнезем SikaFume-HR/TU (260 кг/м³), пісок фракції 0,16...1,25 мм (1200 кг/м³) та суперпластифікатор Melflux 2141 f (2% від маси цементу). Вплив В/В'яж на міцність РПБ вказаного складу при стиску при різній тривалості твердіння показано у табл. 8.1 та на рис. 8.2. З рис. 8.2 чітко видно, що оптимальне В/В'яж, яке дає найвищу міцність на стиск РПБ (145 МПа на 90 діб), рівне 0,2.

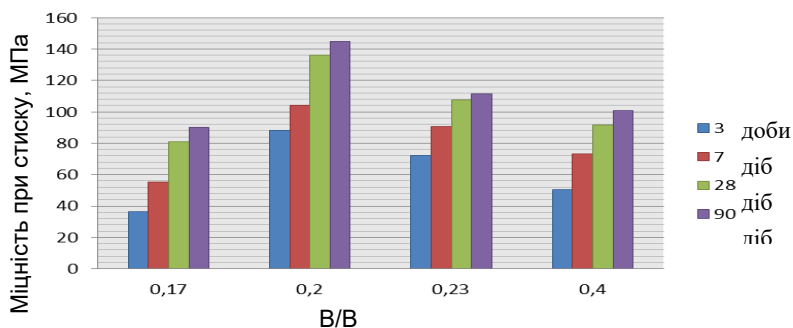


Рис. 8.2. Вплив водов'язучого відношення на міцність РПБ у різному віці

Зниження міцності від максимальної у даному випадку при більш низьких значеннях В/Ц становить від 35% до 60% у віці 3 і 90 діб, відповідно. Зменшення відбувається в основному через відсутність достатньої кількості води замішування бетонної суміші для забезпечення необхідного ущільнення і належної гідратації. Недостатній вміст води також може сприяти утворенню низької кількості портландиту, який необхідний для пуцоланової реакції і утворення нових гідросилікатів кальцію при взаємодії цементу з високоактивними мінеральними добавками, що обумовлює підвищення міцності.

Таблиця 8.1

Вплив водов'язучого відношення на міцність РПБ при різній рухомості бетонної суміші

Міцність РПБ при стиску у віці, МПа	Водов'язуче відношення (В/В'яз)			
	0,17	0,2	0,24	0,38
	Рухомість (по Суттарду), мм			
	10	25	30	35
3	36,4	88,1	72,1	50,4
7	55,3	104,2	90,7	73,3
28	81,1	136,2	107,6	91,8
90	90,1	145,0	111,5	100,8

Було проведено дослідження ефективності різних видів суперпластифікуючих добавок на міцність РПБ. В якості добавок було використано: суперпластифікатори поліакрилатного типу Mapei Dynamon SP-3, та полікарбоксилатного типу Melflux 2651F, PCE-7, Muraplast FK 6330. Всі види пластифікуючих добавок використовувалися у вигляді водних розчинів з концентрацією 25...30%. Витрати води визначалися із умови забезпеченості заданого розпливу 25...30 см по віскозиметру Сутгарда. Результати випробувань наведені у табл. 8.2, рис. 8.4...8.6.

Таблиця 8.2

Вплив виду та кількості добавок-суперпластифікаторів на міцність РПБ

№	Вид пластифікуючої добавки	Витрата пластифікуючої добавки, % від маси цементу*	В/Ц	Розплив, см	f_{cm}^1 , МПа	f_{cm}^7 , МПа	f_{cm}^{28} , МПа
1	Melflux 2651F	2	0,20	30	26,7	100,3	149,6
2		4	0,19	26	22,3	100,5	142,9
3	PCE-7	2	0,20	30	32,5	99,0	143,2
4		4	0,19	30	10,1	88,9	142,4
5	Muraplast FK 6330	2	0,24	30	15,7	97,4	116,7
6		4	0,21	28	12,7	91,1	112,2
7	Dynamon SP-3	2	0,20	30	35,9	122,3	160,4
8		4	0,18	30	17,3	102,1	151,4

* Витрата добавки вказана в розрахунку на 30 % розчин

Задана рухомість суміші РПБ була забезпечена при В/В'яж в межах від 0,18 до 0,24. Найбільше значення у виборі оптимального виду добавки для даного виду бетону має міцність на 1-шу та 28-му добу. Максимальну міцність на 28 добу (141 МПа) було досягнуто при використанні добавки Dynamon SP-3 у кількості 2%, при цьому була забезпечена максимальна текучість і зв'язність суміші при В/В'яж=0,2 (табл.8.2).

Даний суперпластифікатор був вибраний для подальших більш детальних досліджень.

На рис. 8.3 показано вплив дозування суперпластифікатора Дупатон SP-3 на міцність при стиску при постійному В/В'яз (В/В'яз=0,2) у різні терміни твердіння. Чітко простежується оптимальне дозування суперпластифікатора, що забезпечує найвищу міцність РПБ при стиску, яке становить 2,0% від маси цементу. Нижчий ніж 2,0% вміст суперпластифікатора викликає суттєве зниження міцності РПБ на стиск. При більшому вмісті СП ніж 2,0%, міцність на стиск РПБ змінюється, але, як правило, у меншій мірі.

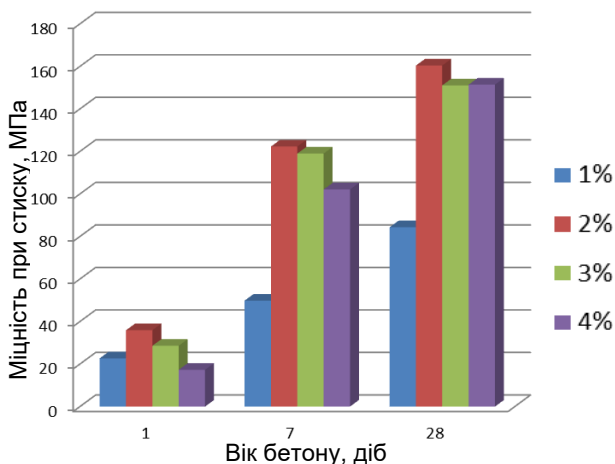


Рис. 8.3. Вплив кількості суперпластифікатора Дупатон SP-3 на міцність РПБ у різному віці

Максимальне підвищення міцності було досягнуто за рахунок використання високоактивних добавок мікрокремнезему та метакіоліну. У найбільшій мірі проявив себе мікрокремнезем SikaFume-HR/TU (максимальна міцність при стиску, при його витраті 260 кг/м^3 – 162,4 МПа), дещо меншу ефективність показала добавка метакіоліну (133,4 МПа).

Слід відмітити, що максимальна ефективність добавки метакраоліну спостерігається при витраті близько 10% від маси цементу, такий результат підтверджує дані, отримані при дослідженні високоміцних бетонів. Подальше підвищення кількості метакраоліну призводить до збільшення водопотреби бетонної суміші і міцність бетону знижується.

Враховуючи вартість, використання таких добавок як золи-виносу, мелений шлак та мелений пісок може бути найбільш виправдане з економічної точки зору.

Отримані результати вказують на ефективність введення в РПБ комплексних мінеральних добавок. Найбільший вплив на міцність РПБ поряд з введенням добавок золи і доменного гранульованого шлаку здійснює додаткове введення добавки метакраоліну – міцність бетону при стиску підвищується до 122...126 МПа.

Ефективність досліджених комплексів мінеральних добавок з позиції збільшення міцності при згині аналогічна. Максимальні значення $f_{c,tf}$ (23...25 МПа) досягнуті при поєднанні метакраоліну у кількості 10% від маси цементу з золою-виносу Бурштинської ТЕС.

Склад РПБ із заданими матеріалами доцільно знаходити з допомогою відповідних експериментально-статистичних моделей. Комплекс отриманих моделей при варіюванні витрат цементу (X_1) в межах 720-960 кг/м³, відношення мінеральних добавок – золи виносу і доменних гранульованого шлаку до маси цементу (X_2) від 0,2 до 0,4 і витрати суперпластифікатора Dynamon SP-3, % (X_3) приведений в табл. 8.3.

Таблиця 8.3

Експериментально-статистичні моделі водопотреби
водоцементного відношення та міцності РПБ

РПБ виготовлені із використанням золи виносу ТЕС	
Водопотреба бетону, л/м ³	$B=234,7+23X_1+10,1X_2-10,1X_3+0,2X_1^2+1,7X_2^2-7,3X_3^2+1,5X_1X_2-1,5X_1X_3 \quad (8.1)$
Водоцементне відношення	$B/C=0,28-0,012X_1+0,012X_2-0,012X_3+0,002X_1^2+0,002X_2^2-0,008X_3^2 \quad (8.2)$
Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба, МПа	$f_{c,tf}^1=7,94+0,722X_1-0,19X_2+0,5X_3+0,065X_1^2-0,318X_2^2-0,205X_3^2-0,1X_1X_2-0,113X_2X_3 \quad (8.3)$
Міцність при стиску у віці 1 доба, МПа	$f_{cm}^1=35,28+3,82X_1-1,3X_2+1,72X_3-2,2X_1^2-3,03X_2^2-1,23X_3^2-0,075X_1X_3-0,05X_2X_3 \quad (8.4)$
Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб, МПа	$f_{c,tf}^7=14,38+0,455X_1-0,66X_2+0,611X_3+0,292X_1^2-1,06X_2^2-0,338X_3^2+0,01X_1X_2-0,015X_1X_3+0,045X_2X_3 \quad (8.5)$
Міцність при стиску у віці 7 діб, МПа	$f_{cm}^7=64,55+4,38X_1-1,32X_2+2,92X_3+1,48X_1^2-2,12X_2^2-2X_3^2-3,5X_1X_3+0,95X_2X_3 \quad (8.6)$
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	$f_{c,tf}^{28}=23,21+0,55X_1-0,25X_2+0,14X_3+0,4X_1^2-0,6X_2^2-0,13X_3^2+0,4X_2X_3 \quad (8.7)$
Міцність при стиску у віці 28 діб, МПа	$f_{cm}^{28}=112,9+3,1X_1-0,7X_2+5,5X_3-1X_1^2-5,3X_2^2-3,5X_3^2+0,2X_1X_2+0,4X_1X_3+0,4X_2X_3 \quad (8.8)$

Продовження табл. 8.3

РПБ виготовлені із використанням доменного гранульованого шлаку	
Водопотреба бетону, л/м ³	$B=246,3+23,3X_1+10,4X_2-10,5X_3+0,6X_1^2+2,1X_2^2-8,4X_3^2+1,5X_1X_2-2X_1X_3-0,8X_2X_3 \quad (8.9)$
Водоцементне відношення	$B/C=0,29-0,016X_1+0,013X_2-0,011X_3+0,006X_1^2+0,001X_2^2-0,009X_3^2 \quad (8.10)$
Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба, МПа	$f_{c,tf}^1=7,21+0,56X_1-0,2X_2+0,48X_3+0,095X_1^2-0,375X_2^2-0,105X_3^2-0,15X_1X_3-0,2X_2X_3 \quad (8.11)$
Міцність при стиску у віці 1 доба, МПа	$f_{cm}^1=27,16+4,2X_1-3,4X_2+2,1X_3+0,181X_1^2-5,02X_2^2-0,82X_3^2+0,05X_1X_2-0,1X_1X_3-0,03X_2X_3 \quad (8.12)$
Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб, МПа	$f_{c,tf}^7=12,33+0,42X_1+0,45X_2+0,51X_3+0,3X_1^2-0,91X_2^2-0,3X_3^2+0,02X_1X_2-0,2X_1X_3+0,1X_2X_3 \quad (8.13)$
Міцність при стиску у віці 7 діб, МПа	$f_{cm}^7=75,37+5,7X_1-4,1X_2+3,1X_3+0,84X_1^2-4,96X_2^2-0,96X_3^2+0,35X_1X_3+0,95X_2X_3 \quad (8.14)$
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	$f_{c,tf}^{28}=23,0+0,651X_1+0,35X_2+0,2X_3+0,457X_1^2-0,698X_2^2+0,123X_3^2+0,3X_2X_3 \quad (8.15)$
Міцність при стиску у віці 28 діб, МПа	$f_{cm}^{28}=109,5+6,9X_1-5,2X_2+3,25X_3-3,5X_1^2-6,6X_2^2-2,25X_3^2-0,1X_1X_2+0,25X_1X_3+0,3X_2X_3 \quad (8.16)$

Комплекс таких моделей, що отримані у НУВГП, дозволив побудувати номограми водопотреби та міцності реакційно-порошкових бетонів, виготовлених із застосуванням золи виносу ТЕС та доменного гранульованого шлаку (рис. 8.2, 8.3). Дані номограми в сукупності з комплексом отриманих моделей, можуть бути використані для проектування складів РПБ із заданою міцністю та рухомістю. При цьому методика розрахунку полягає в наступному:

1. Використовуючи номограму міцності наведену на рис. 8.4 або 8.5, залежно від виду використаної мінеральної добавки, попередньо визначаємо витрату суперпластифікатора Дупапон SP-3, витрату цементу та вміст мінеральної добавки (наповнювача), які будуть забезпечувати задану міцність РПБ на стиск у віці 28 діб.

2. Використовуючи номограму водопотреби (рис.8.4, 8.5), при попередньо визначених витраті суперпластифікатора, цементу та мінеральної добавки, встановлюємо витрату води яка буде забезпечувати отримання бетонної суміші з рухомістю 25...30 см по віскозиметру Сутгарда.

3. Витрату заповнювачів можна розрахувати, знаючи об'єм наповненого цементного тіста ($V_{ц.т}$) в бетонній суміші.

Об'єм цементного тіста, л/м³:

$$V_{ц.т} = \frac{Ц}{\rho_{ц}} + \frac{H}{\rho_{н}} + B. \quad (8.17)$$

Об'єм піску, л/м³:

$$V_{п} = 1000 - V_{ц.т}. \quad (8.18)$$

Маса піску $П$, кг/м³:

$$П = \rho_{п} V_{п}. \quad (8.19)$$

У наведених вище формулах $\rho_{ц}$, $\rho_{н}$, $\rho_{п}$ – дійсна густина відповідно цементу ($\rho_{ц} \approx 3,1$ кг/л), наповнювача та піску.

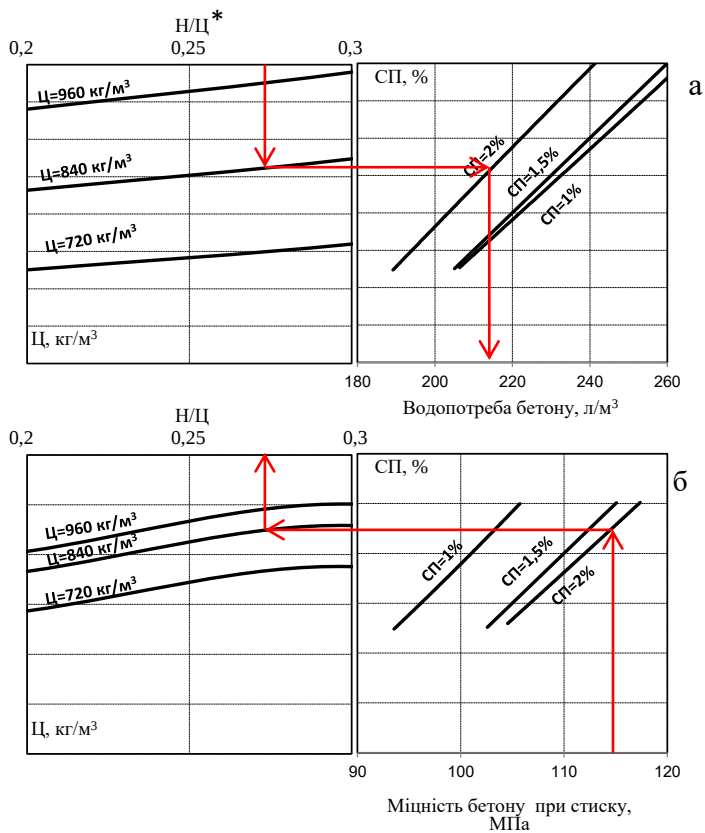


Рис. 8.4. Номограми водопотреби (а) та міцності (б) при стиску РПБ виготовленого із використанням золи виносу ТЕС

* H/C відношення за масою золи-виносу до портландцементу

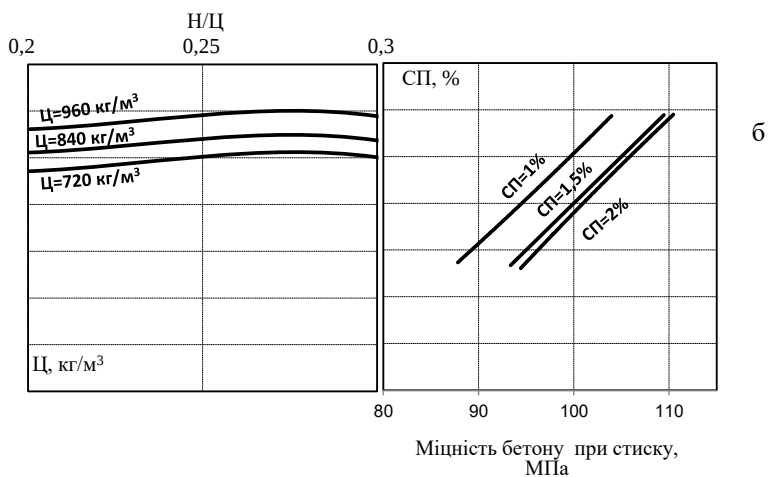
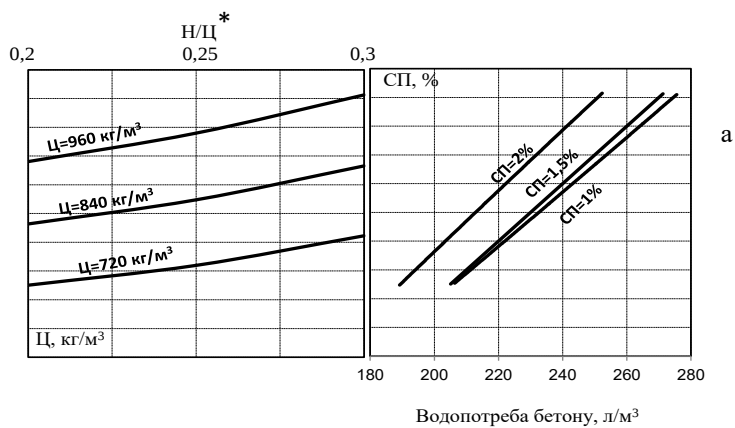


Рис. 8.5. Номограми водопотреби (а) та міцності (б) при стиску РПБ виготовленого із використанням доменного гранульованого шлаку

*Н/Ц відношення за масою доменного гранульованого шлаку до портландцементу

Приклад.

Розрахувати склад РПБ, виготовленого із застосуванням в якості активного мінеральної добавки золи виносу ТЕС, з 28-добовою міцністю на стиск 115 МПа та рухомістю 25...30 см по віскозиметру Суттарда. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор Dynamon SP-3. Дійсна густина цементу $\rho_{\text{ц}}=3,1 \text{ г/см}^3$, золи виносу ТЕС $\rho_{\text{н}}=2,8 \text{ г/см}^3$, піску $\rho_{\text{п}}=2,65 \text{ г/см}^3$.

1. Використовуючи номограму міцності при стиску наведену на рис. 8.4,б, встановлюємо, що для забезпечення заданої міцності при стиску 115 МПа мінімально можлива витрата цементу складатиме – 840 кг/м³, вміст мінеральної добавки – 27,5% від маси цементу, (231 кг/м³) витрата суперпластифікатора Dynamon SP-3 – 2% від маси в'язучого.

2. Використовуючи номограму водопотреби, наведену на рис.8.4,а, встановлюємо, що при розрахунковому компонентному складі бетону мінімально можлива кількість води, при якій забезпечується задана рухомість бетонної 25...30 см по віскозиметру Суттарда буде складати – 215 л/м³.

3. Витрату заповнювачів розраховуємо, знаючи об'єм цементного тіста ($V_{\text{ц.м}}$) в бетонній суміші.

Об'єм цементного тіста із застосуванням золи-виносу, л/м³:

$$V_{\text{ц.м}} = \frac{Ц}{\rho_{\text{ц}}} + \frac{Н}{\rho_{\text{н}}} + B = \frac{840}{3,1} + \frac{231}{2,8} + 215 = 568,5 \text{ л/м}^3$$

Об'єм піску, л/м³:

$$V_{\text{п}} = 1000 - V_{\text{ц.м}} = 1000 - 568,5 = 431,5.$$

Маса піску $П$, кг/м³ :

$$П = \rho_{\text{п}} V_{\text{п}} = 2,65 \cdot 431,5 = 1143 \text{ кг/м}^3$$

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 Dynamon SP-3 складає 2% від маси в'язучого.

8.3. Вплив температурних режимів твердіння на міцність РПБ

Встановлено, що термічна обробка РПБ після формування є досить ефективною з позиції прискорення пуцоланової реакції, що суттєво змінює мікроструктуру РПБ, а також позитивно впливає на процес видалення надлишкової води. Підвищення температури прискорює процес гідратації в ранньому віці і підвищує міцність матеріалу на стиск. Однак швидкий процес гідратації призводить до швидкого наростання аутогенної усадки бетону.

Була виконана серія досліджень з метою визначення впливу теплової обробки на процес твердіння і міцність. При виконанні всіх експериментальних досліджень склад РПБ не змінювався та був наступним: витрати цементу – 840 кг/м^3 , мінеральної добавки – 260 кг/м^3 , піску фракції $0,16 \dots 1,25 \text{ мм}$ – 1200 кг/м^3 , суперпластифікатора поліакрилатного типу Dynapop SP-3 – 2% від маси в'язучого. Витрати води визначалися із умови забезпеченості заданого розпливу $25 \dots 30 \text{ см}$ за віскозиметром Суттарда. В якості мінеральних добавок на даному етапі досліджень було використано мелений кварцовий пісок (МКП), доменний гранульований шлак (ДГШ) та золу виносу ТЕС (ЗВ). Додатково до складу бетону вводились добавки метакаоліну в кількості 10% від маси цементу. Теплова обробка проводилась у лабораторній пропарювальній камері за наступним режимом: попереднє витримання – 2 год; підйом температури зі швидкістю 25°C/год ; ізотермічна витримка – 8 год, охолодження. Після ТВО визначали міцність зразків при стиску через 2 год, у віці 7 та 28 діб. Результати визначення міцності наведені у табл. 8.4.

Поряд з пропарюванням для забезпечення максимальної гідратації і пуцоланової реакції застосовується твердіння у середовищі гарячої води. Для визначення ефективності твердіння досліджуваних складів РПБ здійснювалось витримання зразків у воді при температурі 50 та 80°C .

Результати визначення міцності РПБ, що тверднули у гарячій воді наведені на рис. 8.6.

Таблиця 8.4

Вплив пропарювання на міцнісні характеристики РПБ

№	Вид мінеральної добавки, кг/м ³	В/Ц	Роз- плив, см	Міцність бетону у віці діб, МПа					
				$f_{c,tf}^{TBO}$	f_{cm}^{TBO}	$f_{c,tf}^7$	f_{cm}^7	$f_{c,tf}^{28}$	f_{cm}^{28}
Температура ізотермічної витримки 50°С									
1	Мелений кварцовий пісок (МКП)	0,29	30	13,89	45,1	19,44	86,8	19,62	111,0
2	Зола виносу ТЕС (ЗВ)	0,29	30	14,64	51,2	22,45	93,7	24,14	115,6
3	Доменний гранульований шлак (ДГШ)	0,29	30	14,63	47,3	21,52	89,1	22,42	112,4
4	Мелений кварцовий пісок (МКП) +метакаолін (МТК)	0,29	30	15,38	67,6	20,94	87,6	22,32	120,3
5	Зола виносу ТЕС (ЗВ) +метакаолін (МТК)	0,29	30	17,38	72,4	24,40	99,2	26,47	127,6
6	Доменний гранульований шлак (ДГШ) +метакаолін (МТК)	0,29	30	16,71	71,4	22,37	94,4	23,74	126,8
Температура ізотермічної витримки 80°С									
1	Мелений кварцовий пісок (МКП)	0,29	30	14,46	67,1	22,21	88,3	22,53	114,7
2	Зола виносу ТЕС (ЗВ)	0,29	30	19,90	79,7	24,07	96,1	25,39	120,0
3	Доменний гранульований шлак (ДГШ)	0,29	30	19,90	78,3	23,30	93,8	24,83	116,5
4	Мелений кварцовий пісок (МКП) +метакаолін (МТК)	0,29	30	20,83	74,0	22,80	94,9	23,43	124,2
5	Зола виносу ТЕС (ЗВ) +метакаолін (МТК)	0,29	30	26,15	92,6	27,23	105,3	28,48	132,6
6	Доменний гранульований шлак (ДГШ) + метакаолін (МТК)	0,29	30	24,43	92,6	24,53	99,1	26,20	128,6

Пропарювання РПБ при температурі 50° С спричиняє підвищення міцності при стиску на 1 добу в середньому у 2,5...3 рази, на 28 добу – на 1,5...2%. Підвищення

температури ізотермічного прогріву однозначно викликає підвищення міцності РПБ. Порівняно зі зразками, що тверділи у нормальних умовах, пропарювання при 80° С спричиняє підвищення міцності на 1 добу у 3,5...4 рази на 28 добу – на 4...5%. Як відомо, тепловологісна обробка суттєво активізує пуцоланову активність різних мінеральних добавок. Отримані результати показують, що застосування пропарювання значно збільшує ефект підвищення міцності, що викликають добавки золи-виносу та доменного шлаку. Порівняно з цими добавками ефект меленого кварцового піску значно нижчий. При температурах 50...80° С тепла обробка сприяє прискоренню процесів взаємодії гідрооксиду кальцію з золою та шлаком, що мають переважно скловидну структуру. Позитивний вплив пропарювання відображається також і на міцності при згині (табл. 8.4).

Максимальні значення міцності РПБ при випробуванні зразків отримані (рис.8.6) при твердінні у воді з температурою 80° С. РПБ, що містив комплексну мінеральну добавку – метакраулін 10% та золу-виносу (10%) на 28 добу твердіння досягнув міцності при стиску 145 МПа, при згині – 30,8 МПа, що на 15...17% вище ніж міцність бетону такого ж складу, що твердів при нормальних умовах.

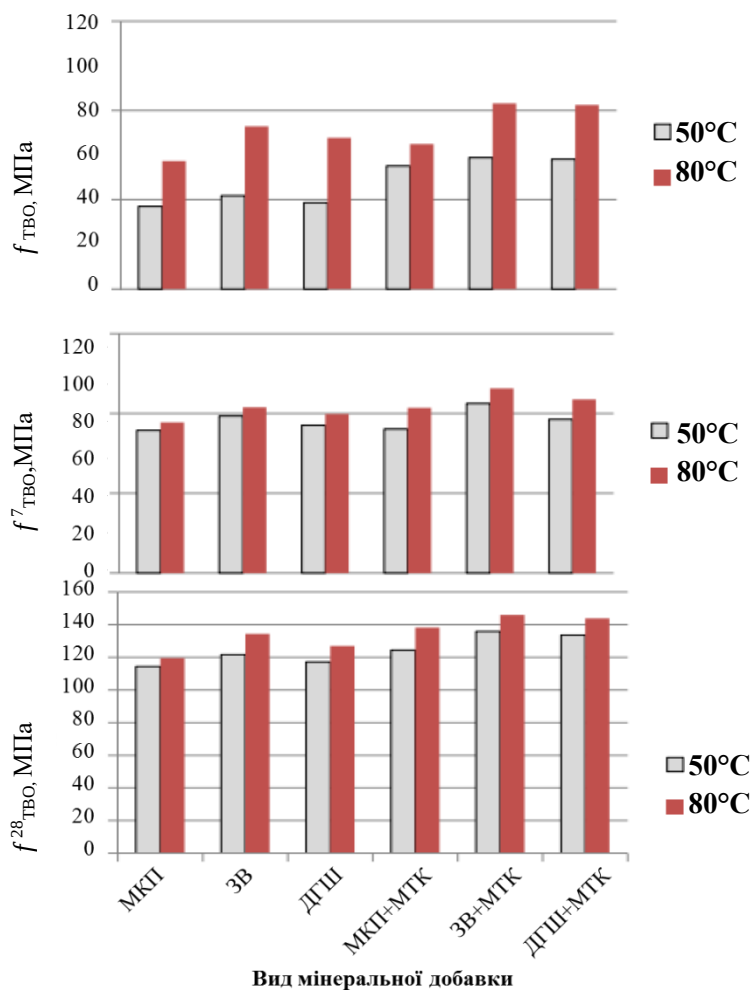


Рис. 8.6. Вплив температури витримування у воді та виду мінеральних добавок на міцність РПБ при стиску через 2 год ($f_{\text{ТВО}}$), 7 діб ($f_{\text{ТВО}}$) та 28 діб ($f_{\text{ТВО}}$)

8.4. Реакціо-порошковий фібробетон

Введення фібри до складу реакційно-порошкових бетонів приводить до суттєвого зростання міцності на розтяг при згині.

При вмісті сталевій мікрофібри довжиною 13мм і діаметром 0,25мм (Ф5) в кількості 120 кг/м³ ($\mu = 1,54\%$) досягається зростання міцності на розтяг при згині у віці 28 діб близько 70% залежно від складу РПБ, а при вмісті 240 кг/м³ ($\mu = 3,08\%$) $f_{c,tf}$ зростає більше ніж у 2,2 рази.

Відомо, що міцність при стиску звичайних фібробетонів при використанні макрофібри (діаметром 0,8...1 мм і більше та довжиною понад 40...50 мм) збільшується зазвичай несуттєво порівняно із аналогічними складами бетонів без фібри. Для РПБ на сталевій мікрофібрі зафіксований значний ріст f_{cm} . Очевидно, що за рахунок оптимальної дисперсно-зернистої структури РПБ, відсутності крупного заповнювача та зменшення геометричних параметрів сталевій фібри вдається досягнути суттєвого збільшення зчеплення фібри з бетонною матрицею та створити своєрідний "каркас" в тілі бетону. Це, в свою чергу, позитивно впливає не лише на міцність на розтяг, а і на міцність при стиску.

З теоретичних передумов, можна припустити, що найбільшого позитивного ефекту в плані покращення структури і властивостей фібробетонів можна досягти в результаті композиційного дисперсного армування при оптимальному поєднанні двох і більше видів фібр різного складу, з різними розмірами, міцністю і пружно-пластичними характеристиками. Метою композиційного армування є створення такого матеріалу, який зберігаючи позитивні особливості, виключав би недоліки, що мають місце у варіанті моноармування.

Перевагами композиційного дисперсного армування (поліармування) можуть бути:

- забезпечення більшої однорідності структури фібробетону, що в свою чергу створює

передумови для досягнення більших значень міцності, ніж у випадку моноармування;

- уникнення або суттєвого зменшення розшарування фібробетонної суміші в процесі її приготування, транспортування та укладання;
- цілеспрямоване регулювання комплексу фізико-механічних властивостей фібробетону в більш широких межах, ніж при моноармуванні;
- можливість покращення показників довговічності та експлуатаційних характеристик фібробетону.

Для отримання поліармованої композиції поряд зі сталевую мікрофіброю використовували базальтову фібру довжиною 12 і 24 мм та поліпропіленову фібру довжиною 12 та 18 мм.

В табл. 8.5 представлені результати визначення міцності РПФБ на основі сталевій та базальтовій фібри при різних комбінаціях полідисперсного армування.

Як слідує з даних табл. 8.5, введення базальтової фібри позитивно впливає перш за все на міцність на розтяг при згині. Міцність $f_{c,tf}$ РПФБ контрольного складу при витраті сталевій фібри 120 кг/м^3 становила 21,6 МПа, а максимальне її значення для композиційного фібробетону з базальтовою фіброю становило 26,0 МПа (при витраті 4 кг/м^3 та довжині волокон 12 мм). Середнє збільшення міцності на розтяг при згині в залежності від довжини волокна та його вмісту склало від 7 до 20%.

При витраті сталевій фібри 200 кг/м^3 міцність $f_{c,tf}$ фібробетону контрольного складу склало 27,9 МПа, а максимальне її значення для композиційного фібробетону становило 31,3 МПа (при витраті базальтової фібри 4 кг/м^3 та довжині волокон 12 мм)(рис.8.7). Таким чином, максимальне зростання міцності склало 12%. Менше зростання міцності в цьому випадку очевидно можна пояснити досягненням значень загального об'ємного вмісту волокон, що відповідають максимально можливому вмісту.

Таблиця 8.5

Міцність фібробетонних зразків з різним вмістом та співвідношенням сталевोї та базальтової фібри

Витрата сталевोї фібри, кг/м ³	Витрата базальтової фібри, кг/м ³	Загальний вміст волокон за об'ємом, μ , %	Частка базальтової фібри в загальному об'ємі армування n	Міцність при стиску у віці 7 діб f_{cm}^7 , МПа	Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб $f_{c,tf}^7$, МПа
Базальтова фібра ($l = 12$ мм)					
120	0	1,54	0,00	96,8	21,6
	2	1,61	0,05	97,8	25,4
	4	1,69	0,09	100,7	26,0
	6	1,76	0,13	99,3	21,4
200	0	2,56	0,00	113,6	27,9
	2	2,64	0,03	113,1	31,1
	4	2,72	0,06	117,6	31,3
	6	2,79	0,08	111,2	24,2
Базальтова фібра ($l = 24$ мм)					
120	0	1,54	0,00	96,8	21,6
	2	1,61	0,05	100,8	23,1
	4	1,69	0,09	94,7	20,2
	6	1,76	0,13	94,2	13,7
200	0	2,56	0,00	113,6	27,9
	2	2,64	0,03	116,6	28,2
	4	2,72	0,06	107,3	25,1
	6	2,79	0,08	104,9	16,6

Для порівняння результатів, одержаних при використанні базальтової фібри були проведені дослід з використанням поліпропіленової фібри, яка входить до групи низькомодульних волокон. Як видно з результатів, наведених в табл. 8.5, при різних комбінаціях витрат сталевої та поліпропіленової фібри в цілому спостерігається погіршення значень міцності на розтяг при згині у порівнянні із

контрольними зразками. Лише при використанні поліпропіленової фібри довжиною 12 мм та її вмісті 1 кг/м³ зниження міцності $f_{c,tf}$ композиційного РПФБ майже не спостерігалось. В усіх інших випадках введення до складу РПФБ композиції сталевोї і поліпропіленової фібри погіршувало значення міцності на розтяг при згині в середньому від 5 до 40%.

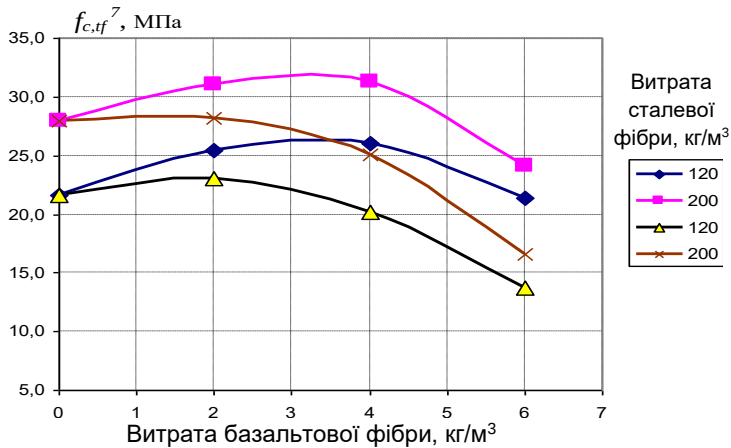


Рис. 8.7. Залежності міцності на розтяг при згині полідисперсно армованих РПФБ

Міцність при стиску практично не змінювалась при різних варіантах композицій у досліджуваних межах.

Аналізуючи отримані результати, наведені в табл. 8.4 і 8.5 можна зробити висновок, що використання в якості компонента композиційного армування поліпропіленової фібри дає дещо гірший ефект у порівнянні з базальтовими волокнами. Це в першу чергу можна пов'язати із гіршим розподіленням в структурі бетону поліпропіленових волокон, що не сприяє рівномірному розподіленню сталевих волокон. Дослідження структури зруйнованих зразків фібробетонів з використанням поліпропіленової фібри показало на ознаки неоднорідності структури, в окремих зонах спостерігались

комки волокон, такі суміші при приготуванні та формуванні були більше схильні до розшарування. Також огляд характеру руйнування зразків композиційного РПФБ із поліпропіленовою фіброю вказував на гіршу адгезію поліпропілену з цементною матрицею, внаслідок чого при руйнуванні зразків спостерігалось висмикування окремих волокон.

Таблиця 8.6

Міцність зразків РПФБ з різним вмістом та співвідношенням сталевोї та поліпропіленової фібри

Витрата сталевої мікрофібри, кг/м ³	Витрата поліпропіленової фібри, кг/м ³	Загальний вміст волокон за об'ємом, μ , %	Частка поліпропіленової фібри в загальному об'ємі армування n	Міцність при стиску у віці 7 дів f_{cm}^7 , МПа	Міцність на розтяг при згині у віці 7 дів $f_{c,tg}^7$, МПа
Поліпропіленова фібра ($l = 12$ мм)					
80	0	1,03	0,00	96,8	21,6
	1	1,14	0,10	96,3	21,2
	2	1,25	0,18	96,9	19,7
120	0	1,54	0,00	100,2	27,9
	1	1,65	0,07	102,3	26,7
	2	1,76	0,13	101,0	25,4
Поліпропіленова фібра ($l = 18$ мм)					
80	0	1,03	0,00	96,8	21,6
	1	1,14	0,03	94,8	20,6
	2	1,25	0,06	94,4	18,1
120	0	1,54	0,00	100,2	27,9
	1	1,65	0,07	101,0	22,3
	2	1,76	0,13	98,9	16,4

Всі вказані вище недоліки були практично відсутні у випадку використання базальтової фібри для композиційного дисперсного армування. Очевидно, що базальтова фібра, яка за густиною та пружними характеристиками ближча до

бетонної матриці ніж поліпропіленова, при оптимальній витраті та співвідношенні із сталеву фібру утворює своєрідний несучий каркас, який утримує сталеву фібру, попереджає розшарування суміші та сприяє рівномірному розподіленню дисперсної арматури в структурі бетону. Все це, відповідно, позначається на міцнісних характеристиках фібробетонів.

На наступному етапі досліджували комплексний вплив на міцнісні характеристики РПФБ з композиційним дисперсним армуванням витрати цементу, водоцементного відношення а також вмісту та об'ємного співвідношення сталеву та базальтову фібри. Для цього був реалізований трьохрівневий чотирьохфакторний план експерименту В₄ [12].

Необхідна рухомість суміші ($OK = 23...25$ см) досягалася за рахунок введення добавки суперпластифікатора Дунатон SP3. Використовували сталеву мікрофібру Ф5 та базальтову фібру довжиною 12 мм.

Умови планування експерименту та результати досліджень наведені в табл. 8.7 і табл. 8.8 відповідно.

Після проведення обробки та статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі міцності РПФБ з композиційним дисперсним армуванням на стиск та розтяг при згині у вигляді поліноміальних рівнянь регресії. Результати обробки та статистичного аналізу експериментальних даних наведені в табл.8.9.

Використовуючи моделі, наведені в табл. 8.9 були побудовані графічні залежності вихідних параметрів від двох факторів впливу (рис. 8.8). При цьому два інших фактори, не представлені на кожному з графіків, були зафіксовані на нульовому рівні.

Таблиця 8.7

Умови планування експерименту при визначенні параметрів складів РПФБ з композиційним дисперсним армуванням

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X_1	Витрата цементу, кг/м^3 (Ц)	500	600	700	100
2	X_2	В/Ц	0,25	0,3	0,35	0,05
3	X_3	Витрата сталевих фібри, кг/м^3 (СФ)	120	180	240	60
4	X_4	Витрата базальтової фібри, кг/м^3 (БФ)	0	2	4	2

Аналізуючи отримані експериментально-статистичні моделі міцності при стиску, можна відзначити, що очікувано найбільш суттєвим фактором, який на неї впливає є водоцементне відношення (x_2), зменшення якого від +1 до -1 (від В/Ц=0,4 до В/Ц=0,3) призводить до збільшення міцності в середньому на 40%. Причому таке збільшення спостерігається при різних витратах цементу і у різні строки випробувань. Вплив даного фактору в обраному діапазоні його варіювання носить лінійний характер і він складає близько 70% від впливу усіх факторів. Збільшення витрати цементу (x_1) у варійованих межах збільшує міцність при стиску на 8...20%. Зміна вмісту сталевих фібри (x_3) при постійному водоцементному відношенні суттєво не впливає на міцність досліджуваних бетонів. В той же час, базальтова фібра (x_4) дозволяє дещо підвищити міцність РПФБ, особливо у віці 28 діб. На це вказують також і значення лінійних коефіцієнтів у рівняннях регресії (-0,15 для x_3 і 1,5 для x_4). Таку відмінність у впливі на міцність РПФБ сталевих і базальтових фібри можна пояснити більшою питомою поверхнею останньої та кращим її зчепленням із бетонною матрицею.

Таблиця 8.8
Експериментальні результати по визначенню
параметрів складів РПФБ з композиційним дисперсним
армуванням

№ т. плану	Кодовані значення факторів				В/Ц	СП, %	f_{cm}^1 , МПа	f_{ctf}^1 , МПа	f_{cm}^7 , МПа	f_{ctf}^7 , МПа	f_{cm}^{28} , МПа	f_{ctf}^{28} , МПа
	X_1	X_2	X_3	X_4								
1	+	+	+	+	0,35	0,39	32,88	9,23	66,24	18,46	100,8	31,7
2	+	+	+	-	0,35	0,31	34,32	8,06	65,64	14,43	97,4	26,2
3	+	+	-	+	0,35	0,20	36,24	8,19	68,52	16,12	101,0	23,0
4	+	+	-	-	0,35	0,08	33,84	6,5	66,96	13	99,2	17,1
5	+	-	+	+	0,25	1,83	48,6	12,22	92,28	23,27	144,5	39,7
6	+	-	+	-	0,25	1,71	49,08	11,44	93,72	20,67	142,7	37,8
7	+	-	-	+	0,25	1,35	49,92	11,57	144,36	23,79	144,6	33,8
8	+	-	-	-	0,25	1,24	48,36	10,01	95,64	20,15	138,5	28,9
9	-	+	+	+	0,35	0,68	28,92	9,36	59,04	19,76	86,0	29,5
10	-	+	+	-	0,35	0,62	28,56	8,58	58,92	18,07	80,7	28,3
11	-	+	-	+	0,35	0,40	29,4	7,93	59,52	14,04	85,7	23,2
12	-	+	-	-	0,35	0,31	27,6	6,76	57,6	10,66	83,7	18,1
13	-	-	+	+	0,25	1,77	40,68	10,79	83,88	21,97	126,9	37,6
14	-	-	+	-	0,25	1,63	40,92	9,75	85,2	19,76	125,9	32,3
15	-	-	-	+	0,25	0,53	41,16	9,36	86,64	16,64	128,0	26,0
16	-	-	-	-	0,25	1,55	40,56	8,19	84,48	13,39	125,0	22,4
17	+	0	0	0	0,3	0,74	38,76	10,79	80,52	21,97	119,9	36,5
18	-	0	0	0	0,3	0,50	35,88	9,88	77,04	20,28	112,7	34,8
19	0	+	0	0	0,35	0,51	29,04	10,01	63,6	19,11	97,5	31,0
20	0	-	0	0	0,25	0,87	47,4	11,44	93,48	22,62	136,4	38,2
21	0	0	+	0	0,3	0,53	38,04	9,75	81,72	18,46	115,8	31,2
22	0	0	-	0	0,3	0,20	38,76	8,84	74,76	14,95	117,8	23,0
23	0	0	0	+	0,3	0,42	38,4	11,31	78,24	20,41	117,2	33,3
24	0	0	0	-	0,3	0,31	37,92	9,75	79,2	18,98	114,6	32,5

Таблиця 8.9

Математичні моделі міцнісних параметрів РПФБ з
композиційним дисперсним армуванням

Вихідний параметр		Математичні моделі
Міцність при стиску у віщі:	1 доба	$f_{cm}^1 = 32,7 + 2,7 \cdot X_1 - 5,8 \cdot X_2 - 0,2 \cdot X_3 + 0,2 \cdot X_4 -$ $0,6 \cdot X_1^2 + 0,1 \cdot X_2^2 + 0,3 \cdot X_3^2 - 0,5 \cdot X_1 \cdot X_2 - 0,3 \cdot X_1 \cdot X_3 - 0,4 \cdot X_3 \cdot X_4$ (8.20)
	7 діб	$f_{cm}^7 = 66,1 + 3,6 \cdot X_1 - 11,3 \cdot X_2 - 0,2 \cdot X_3 + 0,2 \cdot X_4 - 0,7 \cdot X_2^2 -$ $2,4 \cdot X_4^2 -$ $-0,4 \cdot X_1 \cdot X_2 - 0,5 \cdot X_1 \cdot X_3 + 0,2 \cdot X_2 \cdot X_3 + 0,3 \cdot X_2 \cdot X_4 - 0,4 \cdot X_3 \cdot X_4$ (8.21)
	28 діб	$f_{cm}^{28} = 117,6 + 7,5 \cdot X_1 - 21,3 \cdot X_2 - 0,15 \cdot X_3 + 1,5 \cdot X_4 - 1,58 \cdot X_1^2 -$ $0,91 \cdot X_2^2 - 1,06 \cdot X_3^2 - 1,96 \cdot X_4^2 - 0,1 \cdot X_1 \cdot X_2 + 0,2 \cdot X_1 \cdot X_3 -$ $0,35 \cdot X_2 \cdot X_3$ (8.22)
Міцність на розтяг при згині у віщі:	1 доба	$f_{c,tf}^1 = 7,47 + 0,31 \cdot X_1 - 0,82 \cdot X_2 + 0,46 \cdot X_3 + 0,43 \cdot X_4 -$ $0,18 \cdot X_1^2 -$ $-0,33 \cdot X_3^2 + 0,12 \cdot X_4^2 - 0,36 \cdot X_1 \cdot X_2 - 0,1 \cdot X_1 \cdot X_4 - 0,1 \cdot X_3 \cdot X_4$ (8.23)
	7 діб	$f_{c,tf}^7 = 15,56 + 0,74 \cdot X_1 -$ $1,66 \cdot X_2 + 1,38 \cdot X_3 + 1,1 \cdot X_4 + 0,67 \cdot X_1^2 +$ $+0,47 \cdot X_2^2 - 1,43 \cdot X_3^2 - 0,43 \cdot X_4^2 - 0,8 \cdot X_1 \cdot X_2 -$ $X_1 \cdot X_3 + 0,14 \cdot X_1 \cdot X_4 + 0,25 \cdot X_2 \cdot X_3 - 0,14 \cdot X_3 \cdot X_4$ (8.24)
	28 діб	$f_{c,tf}^{28} = 33,91 + 1,27 \cdot X_1 -$ $3,85 \cdot X_2 + 4,42 \cdot X_3 + 1,92 \cdot X_4 + 1,66 \cdot X_1^2 + 0,62 \cdot X_2^2 -$ $-1,62 \cdot X_3^2 - 1,09 \cdot X_4^2 - 1,43 \cdot X_1 \cdot X_2 - 0,33 \cdot X_1 \cdot X_3 + 0,19 \cdot X_1 \cdot X_4$ (8.25)
Витрата Melflux 2651F		$СП = 0,38 - 0,008 \cdot X_1 - 0,50 \cdot X_2 + 0,20 \cdot X_3 - 0,01 \cdot X_4 -$ $0,24 \cdot X_1^2 + 0,31 \cdot X_2^2 - 0,01 \cdot X_3^2 - 0,01 \cdot X_4^2 - 11 \cdot X_1 \cdot X_2 -$ $0,03 \cdot X_1 \cdot X_3$ (8.26)

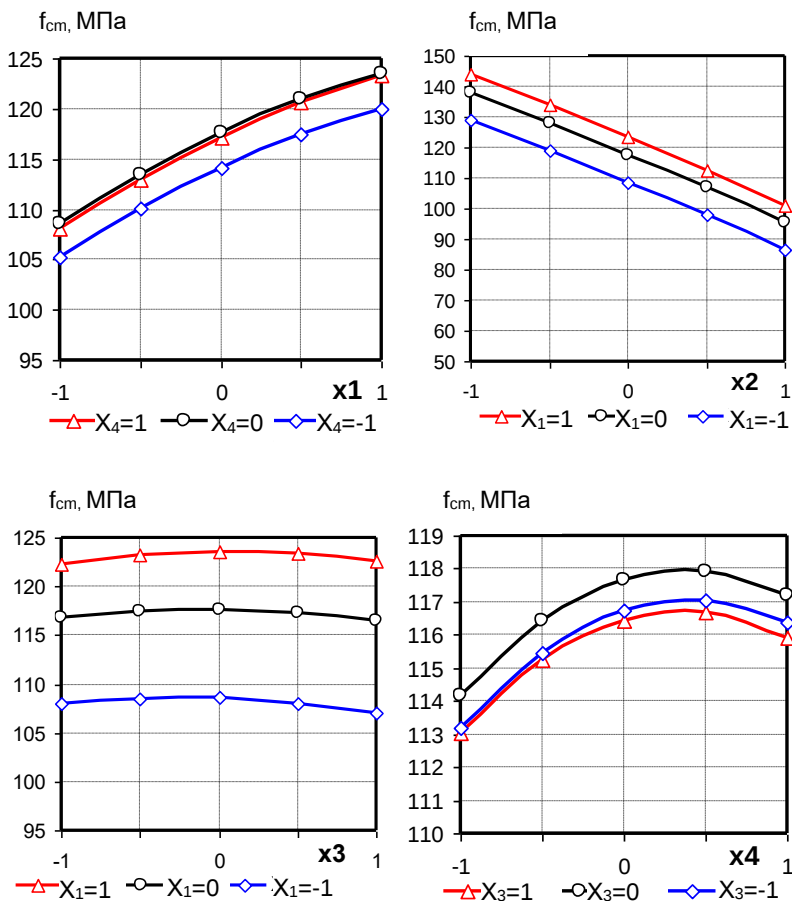


Рис. 8.8. Залежність міцності при стиску РПФБ з композиційним дисперсним армуванням у віці 28 діб від витрати цементу (X_1), В/Ц (X_2), витрат сталеві (X_3) та базальтової фібри (X_4)

Графічний аналіз впливу факторів $X_1...X_4$ на міцність при стиску f_{cm}^{28} РПФБ згідно математичної моделі (8.22) приведений на рис. 8.8.

Аналіз поверхонь відгуку вихідного параметру $f_{c,tf}^{28}$ (рис. 8.9) вказує на те, що з метою досягнення максимальних значень міцності на розтяг при стиску необхідно підтримувати значення фактору В/Ц (x_2) на нижньому рівні варіювання, а факторів витрат сталевोї (x_3) та базальтової фібри (x_4) на верхньому рівні. Також можна зробити висновок, що досягнення значень $f_{c,tf}^{28} > 30$ МПа можна забезпечувати в широкому діапазоні витрат сталевोї та базальтової фібри ($x_3 = 0...1$; $x_4 = -0,75...1$) – відповідно 180...240 кг/м³ сталевोї та 0,5...4 кг/м³ базальтової фібри.

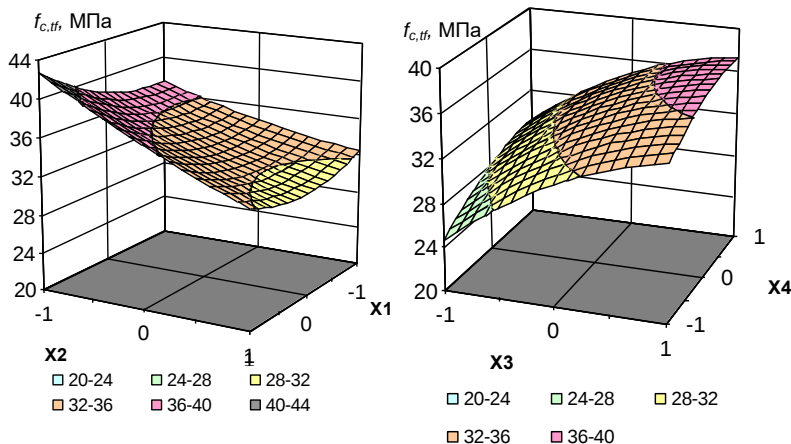


Рис. 8.9. Поверхні відгуку міцності на розтяг при згині РПФБ з композиційним дисперсним армуванням у віці 28 діб від витрати цементу (X_1), В/Ц (X_2) та витрат сталевої фібри (X_3) та базальтової фібри (X_4)

Аналіз моделі витрати суперпластифікатора (8.26) та графічних залежностей (рис. 8.10) дозволяє відзначити найбільший вплив фактора В/Ц (x_2). Значення його лінійного коефіцієнта у рівнянні регресії (табл. 8.9) суттєво перевищує

значення коефіцієнтів для двох інших факторів. Збільшення витрати сталевий фібри (x_3) та базальтової фібри (x_4) у варійованих межах призводить до зростання витрати суперпластифікатора, що пояснюється потребою у забезпеченні необхідної легкоукладальності при потенційному збільшенні водопотреби. Зростання витрати цементу в межах від 500 ($x_1 = -1$) до 600 кг/м³ ($x_1 = 0$) несуттєво впливає на витрату суперпластифікатора; при подальшому збільшенні вмісту цементу ($x_1 = 0 \dots +1$) спостерігається зростання вмісту СП в 2...2,5 рази.

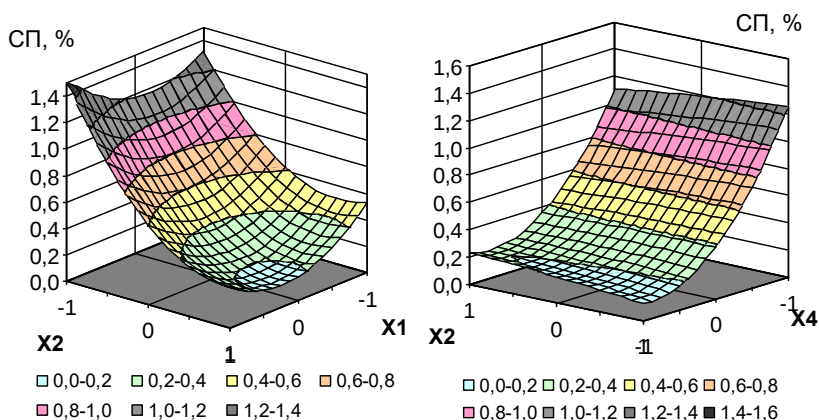


Рис. 8.10. Поверхні відгуку витрати суперпластифікатора для фібробетонної суміші з композиційним дисперсним армуванням від витрати цементу (X_1), В/Ц (X_2) та витрат базальтової фібри (X_4)

Потрібно відзначити, що незважаючи на деяке збільшення водопотреби бетонної суміші при введенні базальтової фібри, яке необхідно компенсувати збільшеною витратою суперпластифікатора, інші показники як суміші, так і затверділого РПФБ покращуються.

За результатами попередніх досліджень було встановлено оптимальний вміст сталевий фібри, що складає

близько 210 кг / м^3 ($\mu = 2,7\%$). Подальше збільшення вмісту фібри призводило до зниження міцності, що було наслідком проявлення схильності до розшарування навіть при невеликих навантаженнях. При використанні композиційного дисперсного армування з використанням базальтової фібри стає можливою витрата сталевих фібри в кількості 240 кг/м^3 , при цьому забезпечується однорідність структури та практично відсутнє розшарування а міцнісні показники такого фібробетону збільшуються на 10...20%.

9. САМОУЩІЛЬНЮВАЛЬНІ БЕТОНИ

9.1 Загальні відомості

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 такі 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 і впровадженням в практику нового покоління суперпластифікаторів на основі поліакрилатів і полікарбоксилатів.

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 звільнятися 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 [82 - 94]. Згідно експериментальним даним 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 СУБ при високій текучості повністю заповнювати всі порожнини в опалубці під дією власної ваги (filling ability);
- здатність СУБ до подолання перешкод (passing ability) – долати перешкоди у вигляді вузьких перерізів опалубки і формувальної оснастки, проміжки між стержнями арматури

без розшарування або блокування крупного заповнювача;
 – опір сегрегації (resistance to segregation) – здатність СУБ залишатися однорідними за складом без розшарування при транспортуванні і формуванні.

Залежно від властивостей прийнята класифікація самоущільнюваних бетонних сумішей (табл. 9.1, 9.2).

Таблиця 9.1

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 (EN12350-8)	Вертикальні елементи, густоармовані конструкції складних форм, торкретування.

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

СУБ класифікують також по в'язкості, схильності до закупорювання і стабільності до седиментації (табл. 9.2).

При визначенні класу бетонної суміші за *розпливом конуса* (рис.3.1) знаходять показник SF, який визначається за формулою:

$$SF = \frac{d_1}{d_2}, \quad (9.1)$$

де d_1 – найбільший діаметр розпливу, мм;

d_2 – розплив під кутом 90° до d_1 , мм.

Значення d_1 и d_2 округлюють до 10 мм.

Таблиця 9.2

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 PS ₁ PS ₂	Текучість бетонної суміші в L-подібному коробі (EN 12350-10) Прохідність PS блокуючого кільця, мм (EN 12350-12)	Від 0,80 від 0,80 До 10 До 10	З 2-ма арматурними стержнями; з 3-ма арматурними стержнями 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

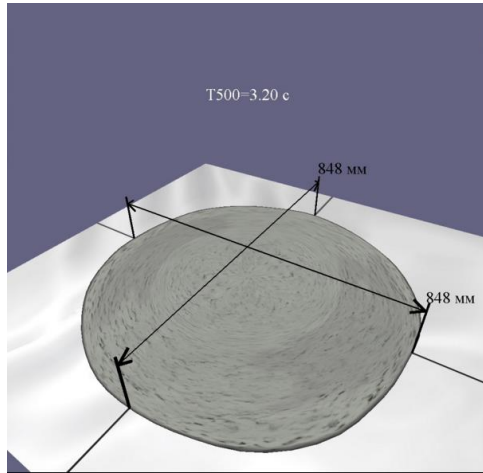


Рис. 9.1. Визначення розпливу самоущільнювальної бетонної суміші за допомогою конуса Абрамса

Текучість бетонної суміші PL, яка визначається за допомогою L-подібного короба (рис. 9.2), розраховують з точністю до 0,01 за формулою:

$$PL = \frac{H_2}{H_1}, \quad (9.2)$$

де H_1 – середнє значення висоти бетонної суміші у вертикальній частині короба, мм;

H_2 – в кінці горизонтальної частини короба, мм.

Текучість бетонної суміші визначають також за допомогою V-подібної воронки (рис. 9.3).

Стійкість до розшиарування SR розраховують у % з округленням до 1% за формулою:

$$SR = \frac{m_{ps} - m_p}{m_s} \cdot 100, \quad (9.3)$$

де m_{ps} – маса збірника з ситом, включаючи масу бетонної суміші, що пройшла крізь сито, г;

m_p – маса збірника з ситом, г;

m_s – первинна маса бетону, яка подавалася на сито, г.

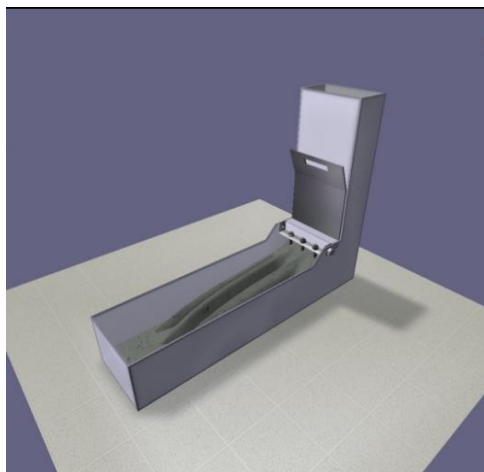


Рис. 9.2. L-подібний короб для визначення текучості самоущільнювальної бетонної суміші

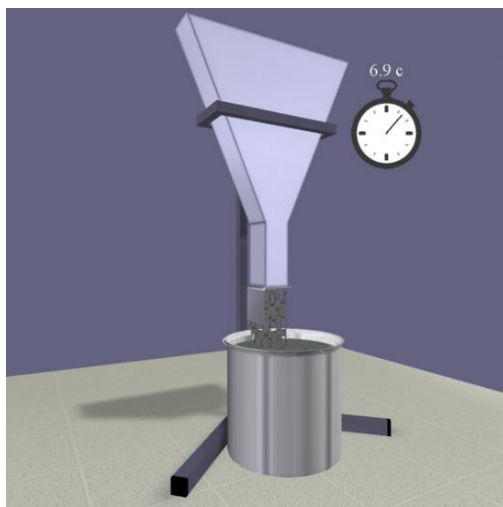


Рис. 9.3. V-подібна воронка для визначення текучості самоущільнювальної бетонної суміші

Схильність до закупорювання (прохідність PS блокувального кільця, рис. 9.4) розраховують за формулою:

$$PS = \frac{\Delta h_{x1} + \Delta h_{x2} + \Delta h_{y1} + \Delta h_{y2}}{4} - \Delta h_0, \quad (9.4)$$

де PS – прохідність, мм;

$\Delta h_x, \Delta h_y$ – різниця висот між верхнім краєм блокуючого кільця і певними точками бетону.

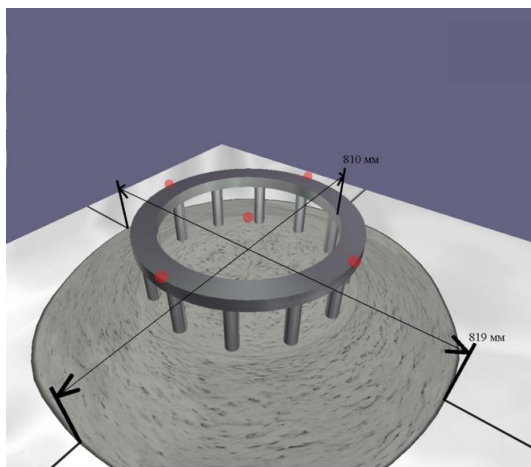


Рис. 9.4. Випробування самоущільнювальної бетонної суміші за допомогою j-подібного кільця

Основні компоненти самоущільнюваного бетону ті ж, що й використовуються при виробництві звичайного бетону. Відмінність полягає лише в їх співвідношенні, а також у використанні спеціальних добавок, які, власне, і надають бетону здатність до самоущільнення. У той же час, для досягнення високих технологічних і експлуатаційних характеристик самоущільнюваних бетонів висуваються більш жорсткі вимоги до сировинних матеріалів.

9.2. Самоущільнювальні золовмісні бетони

Кам'яновугільна зола виносу відноситься до найбільш поширених активних мінеральних добавок. Доцільність застосування її у складі самоущільнювальних бетонів обумовлена її позитивним впливом на основні реологічні властивості бетонних сумішей.

У наших дослідах застосовували портландцемент Здолбунівського «ВАТ Волинь-цемент» ПЦ 500 І, золу-виносу Ладигенської ТЕС, кварцовий пісок (0,16...2 мм) і гранітний щебінь крупністю 2-5 мм. У цементно-золяне тісто і бетонні суміші вводили добавку суперпластифікатора (СП) полікарбоксилатного типу Melflux 2651f.

Реологічні властивості цементно-золяного тіста. Наявні дані не дозволяють вважати вирішеним питання про спільний вплив вмісту золи і її дисперсності, що змінюється при помелі, на реологічні властивості цементно-золяного тіста, з добавкою полікарбоксилатного суперпластифікатора. Для виявлення особливостей впливу золи на властивості цементного тіста були вивчені його рухомість по розпливу конуса на приладі Суттарда і ефективна в'язкість за ротаційним віскозиметром РВ-8М.

Дослідження виконані із застосуванням математичного планування експерименту. Умови планування експерименту наведені в табл. 9.3.

В результаті обробки експериментальних даних отриманих при реалізації дослідів відповідно до трьохфакторного плану В4 отримані експериментально-статистичні моделі діаметра розпливу конуса (Y_1) та ефективної в'язкості цементно-золяного тіста (Y_2):

$$Y_1 = 27,04 + 2,86X_1 - 1,02X_4 - 2,29X_1^2 + 0,93X_1X_4 + 0,45X_2^2 - 1,25X_3X_4 + 0,2X_3^2 + 0,7X_4^2; \quad (9.5)$$

$$Y_2 = 3,24 - 1,03X_2 + 0,53X_4 + 0,48X_1^2 - 0,18X_1X_4 - 0,05X_2^2 - 0,19X_2X_4 - 0,16X_3^2 + 0,3X_4^2. \quad (9.6)$$

Таблиця 9.3

Умови планування експерименту при дослідженні цементно-зольного тіста

Фактор, вид		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральний	кодований	-1	0	+1	
Відношення В/(Ц+З)	X_1	0,24	0,28	0,32	0,04
Частка золи D_3 за масою в суміші цементу і золи, %	X_2	20	40	60	20
Вміст суперпластифікатора Melflux 2651f	X_3	0,6	0,8	1,0	0,2
Питома поверхня золи, S_3 , $\text{см}^2/\text{г}$	X_4	2900	3900	4900	1000

Примітки: 1. Для досліджень застосовували золу-виносу з питомою поверхнею (S_3) 2900 $\text{см}^2/\text{г}$. Домел золи до необхідних значень S_3 здійснювали в лабораторному кульовому млині. 2. В, Ц, З – витрати відповідно води, цементу, золи в $\text{кг}/\text{м}^3$.

Аналіз математичних моделей (9.5, 9.6) (рис.9.5) показав, що пластифікуючий ефект золи і її вплив на діаметр розпливу конуса D_p (Y_1) і величину ефективної в'язкості $\ln \eta$ (Y_2) не можуть бути однозначно обумовлені кількістю золи в цементному тісті з добавкою суперпластифікатора Melflux, а в значній мірі залежать від дисперсності золи (рис. 9.5).

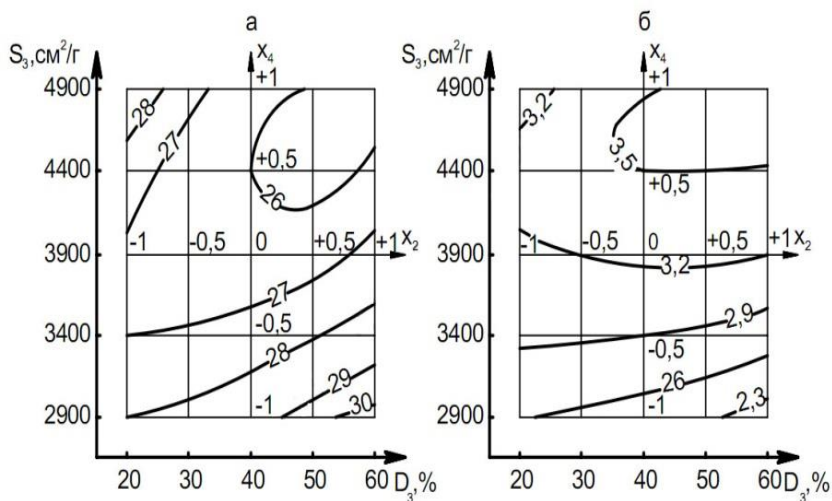


Рис. 9.5. Вплив витрати і дисперсності золи на діаметр розпливу і логарифм величини ефективної в'язкості цементного тіста (при $B/(Ц + 3) = 0,28$ і витраті Melflux 2651f 0,8%): а – ізолінії D_p , см; б – ізолінії $\ln \eta$, (Па·с)

Залежність рухомості і ефективної в'язкості цементно-зольного тіста від кількісного вмісту золи і її дисперсності обумовлена зміною водопотреби і відповідно нормальної густоти (НГ) золи при збільшенні її питомої поверхні шляхом домелу. Проведені заміри водопотреби золи дозволили отримати такі результати: при $S_z = 2900 \text{ см}^2/\text{г}$ НГ золи = 16,75%; при $S_z = 3900 \text{ см}^2/\text{г}$ НГ = 25,25%; при $S_z = 4900 \text{ см}^2/\text{г}$ НГ = 28,25%.

На збільшення рухомості цементно-зольного тіста і зниження величини його ефективної в'язкості впливають добавки ПАР. Пластифікуючі добавки руйнують зольні і цементні флокули і надають стабілізуючу дію, що перешкоджає розшаруванню золо-цементних композицій в результаті седиментаційних явищ, знижують водопотребу і в'язкість золо-цементного тіста. Поряд з тим, є дані про те, що суперпластифікатори практично не змінюють текучості зольного тіста, тому що не забезпечують диспергування

крупних конгломератів золи. Підвищення дозування СП понад певного оптимального значення не призводить до зниження початкової в'язкості тіста.

Результати проведених експериментів дозволяють зробити висновок, що збільшення дозування СП Melflux 2651f в досліджуваних інтервалах призвело до практично невідчутної зміни рухомості і величини ефективної в'язкості, що підтверджує можливість вибору оптимальної кількості добавки для цементно-зольного тіста, обумовленої "кінцевим" ефектом її впливу.

Вирішальний вплив на зміну рухомості і ефективної в'язкості цементно-зольного тіста чинить водов'язуче відношення $V/(Ц+З)$, з ростом якого відбувається збільшення рухомості і зниження величини ефективної в'язкості, причому слід зауважити, що більш інтенсивна зміна досліджуваних характеристик спостерігається при низьких значеннях водов'язучого відношення. Наприклад, при зміні $V/(Ц+З)$ від 0,24 до 0,26 при $S_z = 4900 \text{ см}^2/\text{г}$ рухомість збільшилася від 20,5 до 24 см, а ефективна в'язкість зменшилася від 172 до 67 Па·с, при зміні $V/(Ц+З)$ від 0,28 до 0,30 рухомість збільшилася від 27 до 28 см, а ефективна в'язкість зменшилася від 32 до 20 Па·с.

Як випливає з аналізу моделі (9.5), збільшення рухомості з ростом $V/(Ц+З)$ позначається до його певного значення. При більш високих значеннях $V/(Ц+З)$ може відбуватися падіння рухомості, обумовлене обмеженою водоутримуючою здатністю цементно-зольного тіста.

Зі збільшенням питомої поверхні золи є можливість підвищити зв'язність і седиментаційну стійкість цементно-зольного тіста.

Властивості самоущільнюваних бетонних сумішей. Умови планування експериментів при моделюванні властивостей самоущільнюваних цементно-зольних бетонних сумішей наведені в табл. 9.4. Використовувався план типу Na_5 .

В якості заповнювача використовували фракційну суміш – 0,16...2 мм (кварцовий пісок) та 2...5 мм (гранітний щебінь).

Таблиця 9.4

Умови планування експериментів при дослідженнях
цементно-зольних бетонних сумішей

Фактор, вид		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральний	кодований	-1	0	+1	
Водоцементне відношення, В/Ц	X_1	0,3	0,4	0,5	0,05
Витрата води, кг/м ³	X_2	170	180	190	10
Частка піску в об'ємі піску та щебеню, r_n	X_3	0,34	0,41	0,48	0,07
Витрата золи D_3 , кг/м ³	X_4	50	150	250	100
Питома поверхня золи S_3 , кг/м ³	X_5	2900	3900	4900	1000

В результаті статистичної обробки експериментальних даних отримано комплекс наведених нижче поліноміальних моделей, що характеризують діаметр розпливу стандартного конуса, см (Y_3), витрату добавки суперпластифікатора Melflux 2651f (СП), кг/м³ необхідної для отримання високорухомої самоущільнюваної суміші класів SF1 та SF2 (Y_4), а також параметрів, що визначають однорідність і стійкість бетонних сумішей до розшарування: водовідділення, г/л (Y_5), розчиновідділення, % (Y_6) і $\text{tg } \eta$ (Y_7). Крім цього отримана поліноміальна модель об'єму залученого повітря, % (Y_8).

$$Y_3 = 56,05 + 3,39X_1 + 1,39X_2 - 2,84X_3 - 0,5X_4 + 2,78X_5 - 3,07X_1^2 - 3,08X_2^2 + 1,9X_3^2 - 1,07X_4^2 + 0,43X_5^2 + 2,25X_1X_4 + 1,13X_2X_5 + 1,12X_3X_4 - 2,25X_3X_5; \quad (9.7)$$

$$Y_4 = 4,55 - 0,07X_1 - 0,94X_2 - 1,06X_3 + 0,37X_4 + 0,7X_2^2 + 0,25X_3^2 + 0,14X_4^2 - 0,23X_5^2 - 0,24X_1X_2 - 0,25X_1X_4 - 0,32X_1X_5 - 0,17X_3X_5 ; \quad (9.8)$$

$$Y_5 = 0,37 - 0,35X_1 + 0,51X_2 + 0,75X_3 - 0,56X_4 - 0,45X_5 - 0,15X_1^2 + 0,57X_3^2 - 0,15X_4^2 + 0,23X_5^2 - 0,09X_1X_2 - 0,09X_1X_3 - 0,22X_1X_5 + 0,41X_2X_3 - 0,33X_2X_4 - 0,28X_2X_5 - 0,32X_3X_4 - 0,32X_3X_5 + 0,2X_4X_5 ; \quad (9.9)$$

$$Y_6 = 5,65 + 0,94X_1 - 2,48X_3 - 0,63X_4 + 1,28X_5 - 0,43X_1^2 - 0,43X_2^2 + 1,37X_3^2 - 1,23X_4^2 - 1,56X_5^2 - 0,48X_1X_2 + 0,46X_1X_4 + 0,7X_1X_5 + 0,56X_2X_3 - 0,56X_2X_4 + 0,81X_3X_5 - 0,53X_3X_5 ; \quad (9.10)$$

$$Y_7 = 0,23 - 0,08X_1 - 0,04X_2 + 0,06X_3 - 0,07X_5 + 0,12X_1^2 + 0,05X_2^2 - 0,05X_3^2 + 0,02X_4^2 + 0,01X_5^2 - 0,07X_1X_4 - 0,02X_3X_4 ; \quad (9.11)$$

$$Y_8 = 0,86 - 0,24X_1 - X_2 + 1,03X_3 - 0,6X_4 + 1,4X_5 - 0,2X_1^2 + 0,91X_2^2 + 0,79X_4^2 + 0,05X_5^2 + 0,53X_1X_3 - 0,54X_1X_5 - 0,65X_2X_5 - 0,34X_3X_4 + 0,41X_3X_5 - 0,59X_4X_5. \quad (9.12)$$

Для порівняльної оцінки впливу технологічних факторів на легкоукладальність самоущільнюваних сумішей, що мають практично однакову осадку конуса, може служити модель діаметра розпливу конуса (Y_3). Вплив основних технологічних факторів на легкоукладальність можна простежити і з аналізу моделі необхідної витрати добавки суперпластифікатора (Y_4). Відомо, що гранулометричний склад золи-виносу, який дозволяє заповнити в бетонних сумішах нестачу зерен, що мають проміжну крупність між цементом і піском, а також гладка куляста поверхня частинок золи зумовлюють підвищення легкоукладальності бетонних сумішей. Отримані результати дозволяють підтвердити це положення і для самоущільнюваних золовмісних бетонних сумішей. Причому, збільшення водовмісту при незмінних інших факторах призводить до підвищення оптимальної витрати золи.

Поряд з тим, як впливає з аналізу моделі (Y_4) (рис.9.6), витрати золи і її питома поверхня суттєво впливають на необхідну витрату суперпластифікатора для отримання СУБ. Аналіз моделі також показує, що крім D_3 на вплив питомої поверхні золи позначається В/Ц і частка піску в об'ємі піску та щебеню бетонних сумішей.

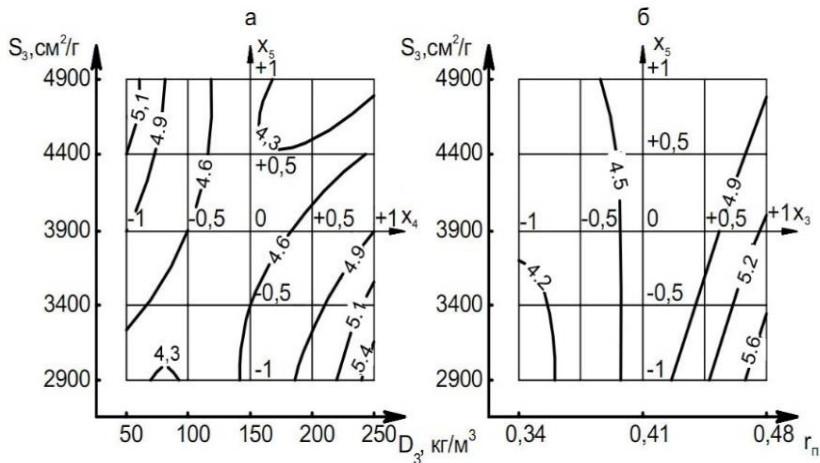


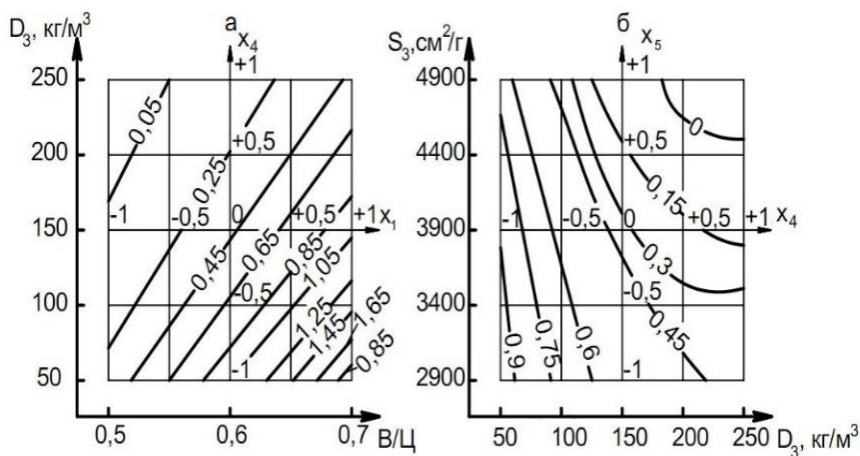
Рис. 9.6. Зміна витрати СП «Melflux 2651f» (кг/м^3) в самоущільнюваних золовмісних бетонних сумішах:
а – від S_3 і D_3 при В/Ц = 0,4; В = 180 кг/м^3 ; $r_{\text{п}}$ = 0,41;
б – від S_3 і $r_{\text{п}}$ при В/Ц = 0,4; В = 180 кг/м^3 ; D_3 = 150 кг/м^3

Збільшення питомої поверхні золи-виносу при її оптимальних витратах і високих значеннях В/Ц сприяє підвищенню легкоукладальності. Зі зменшенням В/Ц позитивний ефект подрібнення золи згасає.

Позитивний ефект підвищення дисперсності золи на легкоукладальність краще проявляється з підвищенням частки піску в суміші заповнювачів. Цей факт обумовлений зміною гранулометричного складу золи при її помелі. При помелі золи в першу чергу різко скорочується вміст крупних частинок, що при зниженій частці піску в суміші заповнювачів несприятливо позначається на загальній гранулометрії

заповнювачів суміші, при підвищеній же частці піску, навпаки, сприяє створенню найбільш сприятливої для досягнення максимальної легкоукладальності безперервної гранулометрії.

Для самоущільнюваних бетонних сумішей важливими властивостями, що характеризують їх якість, є водовідділення і розшаровуваність. Аналіз математичної моделі (9.9) показує, що ефективність добавки золи-виносу на водовідділення зростає зі збільшенням її кількості і зменшенням В/Ц. При цьому останнє є головним фактором, що визначає водовідділення. Так, при витраті золи 90 кг і В/Ц = 0,3 величина водовідділення становить 0,25 г/л, а зі збільшенням В/Ц до 0,5 водовідділення зростає до 1,45 г/л (рис. 9.7).



При $V/C = 0,5$ збільшення D_3 від 50 до 150 кг/м^3 призводить до зменшення водовідділення від 1,85 г/л до 1,05 г/л. Подальше збільшення D_3 до 250 кг/м^3 дозволяє зменшити величину водовідділення до 0,45 г/л.

Позитивний вплив на величину водовідділення самоущільнюваних золівмісних бетонів має також і підвищення її дисперсності (рис. 9.7). Наприклад, при витраті золи 250 кг з питомою поверхнею 2900 $\text{см}^2/\text{г}$ величина водовідділення становить 0,45 г/л, а при збільшенні питомої поверхні до 3900 $\text{см}^2/\text{г}$ вона знижується до 0,15 г/л. Чутливість водовідділення до витрати золи в міру збільшення її питомої поверхні обумовлює можливість при підвищеному V/C використовувати золу при раціональному дозуванні 150...200 кг/м^3 в якості водоутримуючої добавки в самоущільнюваних бетонних сумішах після її додаткового подрібнення.

З аналізу моделі (9.9) можна також зробити висновок, що на величину водовідділення позитивний вплив від збільшення витрати золи позначається більшою мірою при одночасному збільшенні частки піску в суміші заповнювачів.

Особливістю самоущільнюваних сумішей є можливість внутрішнього і зовнішнього розшарування. Перше обумовлено дією сили тяжіння і зменшується в міру збільшення в'язкості розчинової частини і зменшення крупності зерен заповнювача. Друге виникає в результаті недостатнього зчеплення щебеню і розчинової складової, що може бути обумовлено надмірно високою в'язкістю останньої або підвищеним вмістом щебеню.

На підставі аналізу математичних моделей (9.10) і (9.11) можна зробити висновок, що добавка золи-виносу чинить позитивний вплив на зниження величини розшаровуваності самоущільнюваної золівмісної бетонної суміші. При цьому слід зазначити екстремальний характер цього впливу, який можна пояснити тим, що оптимальній витраті золи відповідає деяка найкраща гранулометрія суміші.

Оптимальне значення витрати золи для забезпечення мінімального розчинівідділення перевищує аналогічну

величину для досягнення максимального значення $\text{tg } \varphi$ – параметра, що характеризує стійкість суміші до розшарування: $\text{tg } \varphi = (30 - \text{ОК})/0,5 D_p$, де ОК – осадка конуса; D_p – діаметр розпливу конуса. Якщо самоущільнювана суміш піддається короточасній вібрації, то для забезпечення нерозшаровуваності витрата золи повинна бути збільшена на 20...30 кг/м³. При скороченні витрати золи нерозшаровувані бетонні суміші можна отримати шляхом збільшення частки піску.

Збільшення дисперсності золи (шляхом її домолу) призводить до значного підвищення в'язкості цементно-зольного тіста з добавкою СП, що зумовлює зростання в'язкості розчинової складової бетону. Надмірно високою в'язкістю розчинової складової обумовлене підвищення розшаровуваності самоущільнюваного золівмісного бетону при збільшенні дисперсності золи. Однак, слід зауважити, що при підборі оптимальних складів такого бетону величина розшаровуваності не виходить за межі допустимої ($\text{tg } \varphi \geq 0,2$ і розчиновідділення 5%).

Як видно з аналізу математичних моделей (9.9), (9.10) і (9.11) оптимальні значення витрати золи і її дисперсності різні для параметрів водовідділення і розшарування самоущільнюваного золівмісного бетону. Так, наприклад, підвищення вмісту золи в бетонній суміші від 150 до 250 кг/м³ при В/Ц = 0,4 зменшує величину $\text{tg } \varphi$, в той же час роблячи позитивний вплив на величину водовідділення (рис. 9.7). Тому вибір оптимальних витрат золи і її дисперсності необхідно виконувати в деякій компромісній зоні таким чином, щоб він дозволяв отримувати бетонні суміші, що задовольняють всім заданим вимогам.

Повітрятягування в самоущільнюваних бетонних сумішах є одним з основних факторів, що визначають міцність, однорідність і довговічність бетону. Відомо, що кожен відсоток залученого повітря обумовлює зниження міцності бетону на 5...10%. Залучення повітря відбувається в процесі перемішування, вивантаження і укладання бетонної

суміші і залежить від складу бетонної суміші, характеристик матеріалів для її приготування, дозування добавки пластифікатора. Введення до складу самоущільнюваних бетонних сумішей добавок суперпластифікаторів призводить до збільшення повітровтягування.

Використання золи-виносу, що піддається додатковому помелу, підвищує в'язкість цементних систем, що в свою чергу також має сприяти утримуванию в самоущільнюваних сумішах з СП залученого повітря. Однак, такі суміші швидко втрачають повітря, що зумовлено їх низькою в'язкістю. Аналіз математичної моделі (9.12) дозволяє підтвердити теоретичні передумови.

Міцнісні властивості золовмісних СУБ. Для вивчення залежностей, що визначають міцнісні властивості самоущільнюваних цементно-зольних бетонів, проведена серія експериментів у відповідності з умовами планування табл. 9.4. В результаті реалізації дослідів, виконаних за планом На₅, отримані моделі міцності бетону (Y_9), та коефіцієнту ефективності використання цементу (Y_{10}) (табл.9.5).

Таблиця 9.5

Експериментально-статистичні моделі міцності бетону та коефіцієнту ефективності використання цементу

Показник	Модель
Міцність при стиску в 28 діб нормального твердіння (f_{cm}), МПа	$y_9 = 59,7 - 10,47X_1 - 5,69X_3 + 5,77X_4 - 4,97X_5 + 4,08X_1^2 + 8,43X_2^2 + 5,56X_3^3 - 14,22X_4^2 - 10,79X_5^2 - 3,98X_1X_3 + 2,93X_2X_5 - 1,44X_3X_5 \quad (9.13)$
Коефіцієнт ефективності використання цементу $K_e = f_{cm}/Ц$	$y_{10} = 0,133 - 0,005X_2 + 0,013X_4 - 0,011X_5 + 0,019X_2^2 + 0,011X_3^2 - 0,031X_4^2 - 0,024X_5^2 - 0,003X_1^2 - 0,008X_1X_2 - 0,004X_1X_5 + 0,007X_2X_5 - 0,003X_3X_5 \quad (9.14)$

Для аналізу моделі міцності були побудовані діаграми ізоліній міцності (рис. 9.8 і 9.9). Відповідно до цієї діаграми інтервал можливих значень витрати золи при збільшенні міцності бетону, і відповідно зменшенні В/Ц звужується. Для досягнення однакової рухомості бетонної суміші при зміні витрати золи потрібно коригувати витрату суперпластифікатора.

Аналіз діаграми дозволяє стверджувати про можливість вибору оптимальних значень витрати золи та її дисперсності. Якщо за оптимальну приймати мінімально можливу витрату золи, то зі збільшенням В/Ц вона зростає, що відповідає відомим даним для малорухомих золовмісних бетонів. Для практичних цілей, проте, оптимальну витрату золи можна призначати однаковою у всьому діапазоні міцності бетону. Цю витрату можна знайти аналітично з моделі (9.13), визначивши часткову похідну по X_4 : dy_9 / dx_4 . Для прийнятих умов $X_{4\text{опт.}} = 0,2$, тобто $D_{3\text{ опт.}} = 170 \text{ кг/м}^3$.

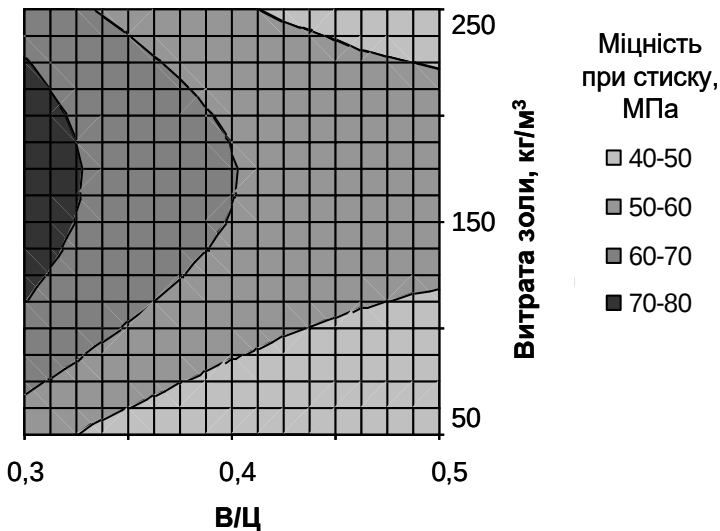


Рис. 9.8. Діаграма міцності самоущільнюваних золовмісних бетонів при $B = 180 \text{ кг/м}^3$, $\Gamma_{\Pi} = 0,41$

У ряді робіт відзначається неухильне підвищення міцності бетону з підвищенням дисперсності золи. Поряд з тим, в деяких дослідженнях при постійному водоцементному відношенні підвищення дисперсності золи не привело до збільшення міцності. Очевидно, що характер впливу дисперсності золи на міцність бетонів та розчинів залежить від сукупності факторів: вихідної рухомості, водов'язучого відношення, пустотності заповнювачів, виду застосовуваної золи, умов твердіння бетону та ін.

З одного боку, збільшення дисперсності золи (шляхом її помелу) повинно приводити до збільшення її хімічної активності, що чинить позитивний вплив на зростання міцності бетону. З іншого боку, збільшення дисперсності золи викликає збільшення вмісту повітря в бетонній суміші і в'язкості розчинової складової. Остання при досягненні значень вище допустимих призводить до зовнішнього розшарування. Слід врахувати, що на міцність бетону впливає гранулометричний склад вихідних компонентів. Надмірне збільшення вмісту дрібних фракцій золи може привести до розшарування самоущільнюваного бетону.

Аналіз моделі міцності (9.15) показує, що при постійному В/Ц і витраті золи вплив її дисперсності на міцність самоущільнюваного бетону носить екстремальний характер (рис.9.9). На відміну від оптимального значення витрати золи її оптимальна дисперсність залежить від витрати води і частки піску в суміші заповнювачів.

Оптимальну дисперсність золи, аналогічно оптимальній витраті золи, можна призначити постійною для широкого діапазону міцності самоущільнюваного бетону. Інтервал значень $S_{з\text{ опт.}}$: 3500...4000 см²/г.

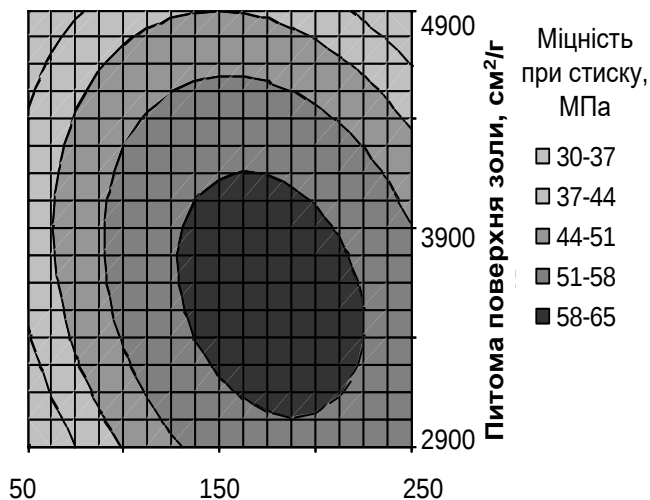


Рис. 9.9. Діаграма міцності самоущільнюваних золовмісних бетонів при $V/\Pi = 0,4$, $V = 180 \text{ кг/м}^3$, $r_{\Pi} =$

Витрата цементу в самоущільнюваних золовмісних бетонах при оптимальних значеннях витрати золи та її дисперсності значно нижча, ніж в звичайних пластифікованих бетонах. Наприклад, для досягнення СУБ з добавкою СП без золи міцності у віці 28 діб $f_{cm} = 56 \text{ МПа}$ при $V = 170 \text{ кг/м}^3$; $V/\Pi = 0,3$ і $r_{\Pi} = 0,43$, витрата цементу склала 565 кг. Цю ж міцність самоущільнюваний золовмісний бетон досяг при витраті цементу 430 кг і витраті золи 150 кг/м^3 з питомою поверхнею $2900 \text{ см}^2/\text{г}$. Отже, економія цементу склала 135 кг на 1 м^3 самоущільнюваного бетону.

Отримані експериментальні і розрахункові дані свідчать про можливість за рахунок введення оптимальної кількості золи-виносу в склади самоущільнюваних бетонів скоротити витрату цементу на 20...23% при одночасному забезпеченні заданої міцності. Помел золи до оптимальної питомої поверхні дозволяє досягти додаткової економії цементу в кількості 8...10%.

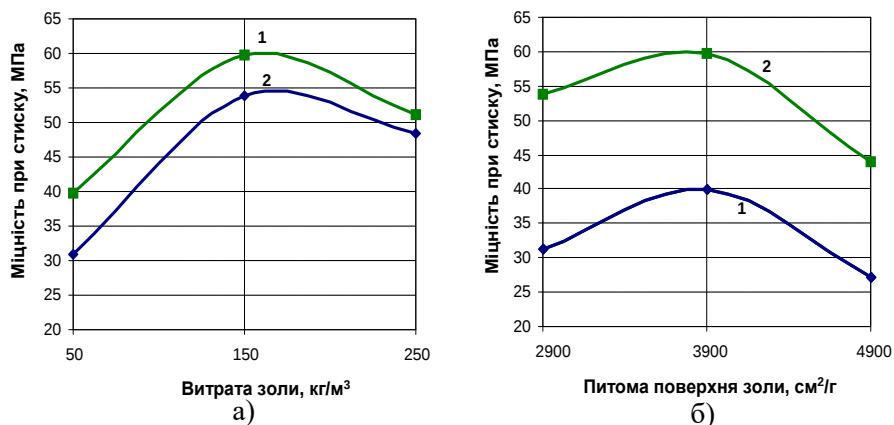


Рис. 9.10. Залежності міцності при стиску самоущільнюваних золовмісних бетонів від:

а – витрати золи при: 1 – $S_3 = 390 \text{ м}^2/\text{кг}$; 2 – $S_3 = 290 \text{ м}^2/\text{кг}$

б – питомої поверхні золи при: 1 – $D_3 = 50 \text{ кг/м}^3$;
2 – $D_3 = 150 \text{ кг/м}^3$; $B/\Pi = 0,35$; $B = 180 \text{ кг/м}^3$, $r_{\Pi} = 0,41$

Для оптимізації складів золовмісних самоущільнюваних бетонів запропонована методика, в основу якої покладено критерій, що характеризується коефіцієнтом ефективності (K_e) використання цементу (питома міцність на одиницю витрати цементу).

Аналіз математичних моделей (9.13 і 9.14) і побудованих графічних залежностей (рис.9.10 і 9.11), які є графічним виразом математичних моделей в залежності від змінних D_3 і S_3 , дозволяє зробити висновок, що вплив як витрати, так і дисперсності золи на цей критерій носить екстремальний характер.

З аналітичного розрахунку математичних моделей випливає, що із збільшенням B/Π , необхідна частка золи в сумарному об'ємі золи і піску зростає. При цьому приріст міцності незначний, що визначає можливість вибору постійної витрати золи для бетонів визначеного віку.

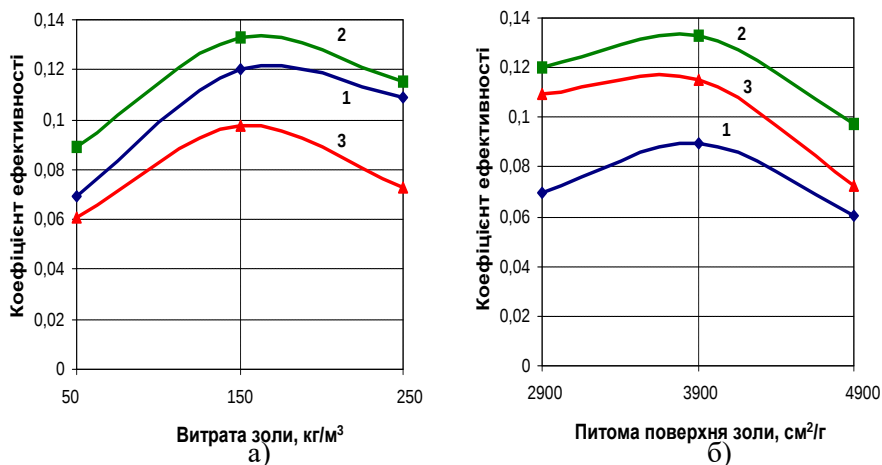


Рис. 9.11. Залежності коефіцієнта ефективності використання цементу самоущільнюваних золовмісних бетонів від:

а – витрати золи при: 1 – $S_3 = 290 \text{ м}^2/\text{кг}$; 2 – $S_3 = 390 \text{ м}^2/\text{кг}$; 3 – $S_3 = 490 \text{ м}^2/\text{кг}$;

б – питомої поверхні золи при: 1 – $D_3 = 50 \text{ кг/м}^3$; 2 – $D_3 = 150 \text{ кг/м}^3$; 3 – $D_3 = 250 \text{ кг/м}^3$; $B/C = 0,35$; $B = 180 \text{ кг/м}^3$; $\Gamma_{II} = 0,41$

Зростання міцності в часі узгоджується з особливостями структуроутворення самоущільнюваних золовмісних бетонів. Завдяки здатності золи з часом зв'язувати вільне вапно, що утворюється при твердінні портландцементу, і приводити до утворення додаткових центрів кристалізації, спостерігається порівняно інтенсивне зростання міцності самоущільнюваних бетонів.

9.3. Самоущільнювальні дрібнозернисті бетони з полімерною добавкою

Властивості самоущільнюваних дрібнозернистих бетонних сумішей із добавками полімерів. Аналіз наявної інформації щодо самоущільнюваних дрібнозернистих золомісних бетонів дозволяє припустити, що одним із ефективних шляхів покращення його технічних властивостей є застосування поліфункціональних модифікаторів (ПФМ), що містять суперпластифікатори (СП) і полімери.

Використовували полівінілацетатну дисперсію (ПВАД) – водну емульсію термопластичного полярного полімеру ПВА. Композиція СП – ПВАД у бетонну суміш вводилась з водою замішування. В якості суперпластифікатора використовували добавку полікарбоксилатного типу Melflux 2651f.

Технологічна ефективність самоущільнюваних бетонних сумішей визначається їхньою водопотребою і стійкістю до розшарування. Важливе значення має також період «життєздатності» сумішей, тобто зберігання їх консистенції в часі, їхня спроможність до повітрявтягування в процесі перемішування і повітряутриманню в процесі транспортування й ущільнення.

На рис. 9.12 приведені експериментальні дані щодо водопотреби дрібнозернистих бетонів різних складів без добавки ПФМ із використанням вихідних матеріалів, характеристика яких приведена вище. Витрату води доводили до розплива дрібнозернистої бетонної суміші 550...600 мм (клас SF1 за EN 12350-8). При такому розпливі, як показали попередні досліді, осадка стандартного конуса складає 26...27 см. З рис. 9.12 очевидно, що в міру зростання масового співвідношення піску і цементу (n), нормальної густоти цементу і водопотреби піску росте водопотреба сумішей, що узгоджується з відомими уявленнями.

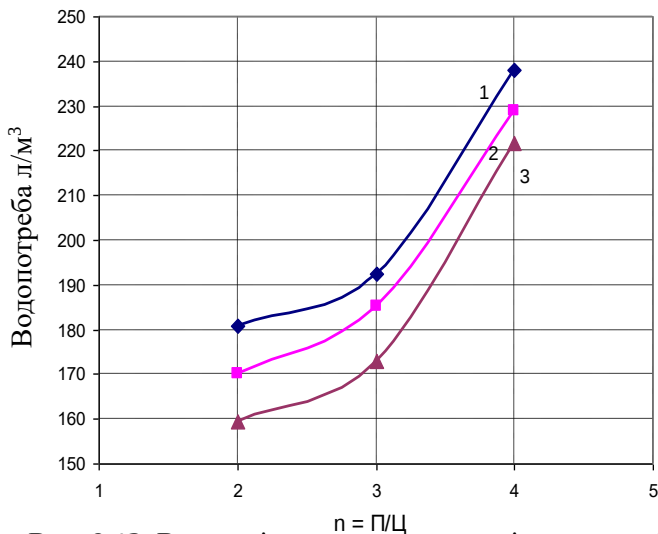


Рис. 9.12. Вплив піщано-цементного відношення (n) самоущільнюваної дрібнозернистої бетонної суміші на її водопотребу: 1 – портландцемент з НГ=28,5%, пісок з $V_n=8,5\%$,

2 – портландцемент з НГ=27,8%, пісок з $V_n=8,5\%$;

Водовідділення бетонних сумішей визначали після їх відстоювання в циліндричній посуді за методикою ДСТУ Б В.2.7-114.

Із збільшенням кількості піщаного наповнювача і його крупності водовідділення збільшується (рис. 9.13). Збільшення нормальної густоти цементу призводить до зменшення водовідділення, що узгоджується з теоретичними уявленнями, розвинутими І.М. Ахвердовим і І.М. Грушко про водоутримуючу спроможність цементу як функцію його нормальної густоти. Так, по І.М. Ахвердову, максимальне значення В/Ц, що характеризує водоутримуючу здатність цементного тіста у його статичному стані дорівнює $1,65K_{н.г.}$ (де $K_{н.г.}$ – нормальна густота цементу в частках одиниці).

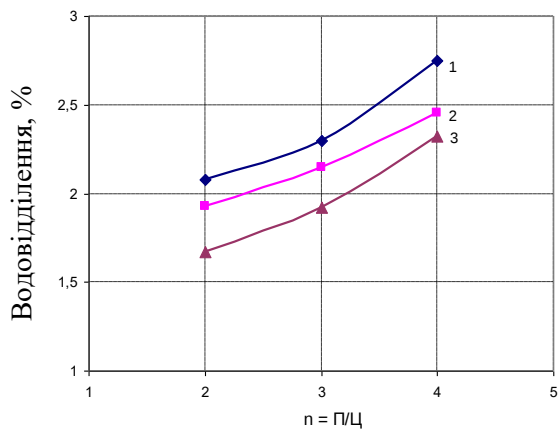


Рис. 9.13. Вплив складу самоущільнюваної дрібнозернистої бетонної суміші на водовідділення:

- 1 – портландцемент з НГ=28,5%, пісок з $V_{п}=8,5\%$,
- 2 – портландцемент з НГ=27,8%, пісок з $V_{п}=8,5\%$;
- 3 – портландцемент з НГ=28,5%, пісок з $V_{п}=6,6\%$

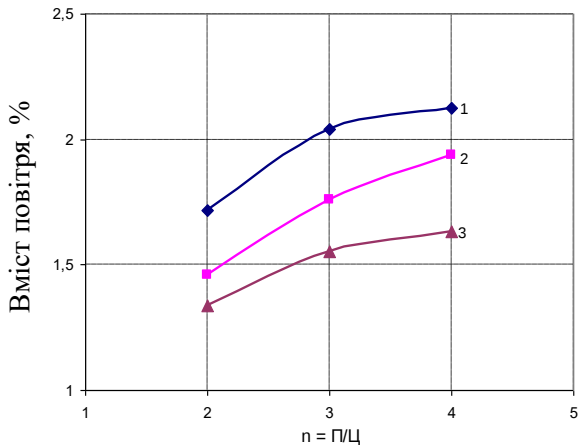


Рис. 9.14. Вплив складу самоущільнюваної дрібнозернистої бетонної суміші на повітрявміст:

- 1 – портландцемент з НГ=28,5%, пісок з $V_{п}=8,5\%$,
- 2 – портландцемент з НГ=27,8%, пісок з $V_{п}=8,5\%$;
- 3 – портландцемент з НГ=28,5%, пісок з $V_{п}=6,6\%$

Повітрявміст самоущільнюваних сумішей визначали об'ємним способом. У самоущільнюваних дрібнозернистих бетонних сумішах без ПФМ він коливається в межах 10-25 л/м³, і зростає із збільшенням вмісту піску і зменшенням його крупності (рис. 9.14). Незначні коливання повітрявмісту викликає зміна виду цементу, що, очевидно, пов'язано з вмістом і видом мінеральної добавки.

Для вивчення впливу вмісту і складу ПФМ на зазначені вище властивості самоущільнюваних бетонних сумішей, були виконані алгоритмізовані експерименти відповідно до трьохрівневого трьохфакторного плану В₃. Умови планування експериментів приведені в табл. 9.6. У дослідях використовували портландцемент з НГ = 26,8% і пісок з Вп = 8,5%. Вихідними параметрами були водопотреба суміші, л/м³, водовідділення, % та повітрявтягування, %.

Таблиця 9.6

Умови планування експериментів

№ з/п	Фактори	Кодоване позначення	Рівні варіювання		
			-1	0	+1
1	Вміст ПФМ, % маси цементу	X ₁	0,5	1,75	3
2	Масова частка (СП) у складі ПФМ	X ₂	0	0,5	1,0
3	Масове співвідношення піску і цементу	X ₃	2	3	4

При аналізі отриманих рівнянь найбільш істотне зниження водопотреби має місце при переважанні в складі ПФМ суперпластифікатора Melflux 2651f (рис. 9.15). При цьому найбільш істотний вплив СП позначається вже при дозуванні 0.5% маси цементу (зменшення водопотреби біля 15% (рис. 9.15). Загальне зменшення водопотреби при вмісті СП 3% склало близько 30%.

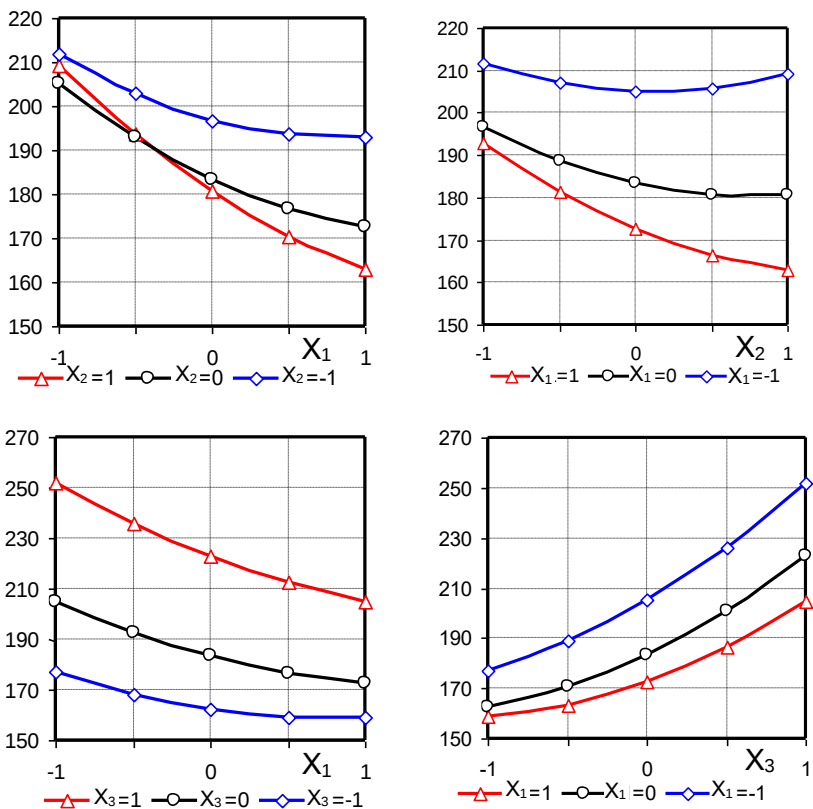


Рис. 9.15. Залежності водопотреби (л/м³) самоущільнюваних бетонів із добавкою ПФМ від досліджуваних факторів: вмісту ПФМ, % маси цементу (x_1) масової частки СП у складі ПФМ (x_2) та масового співвідношення піску і цементу (x_3)

Полівінілацетатну дисперсію (ПВАД) можна віднести в досліджуваній області полімерцементних відношень до порівняно слабких пластифікаторів. При дозуванні 0.5% вони викликають практично невідчутне зниження водопотреби, при 3% воно склало близько 7%. За даними Ю.С. Черкінського ПВАД пластифікує розчини при її введенні до 8%. Проте при подальшому збільшенні її вмісту до 20% водопотреба може

знову зростати і відповідно падає рухомість. Аналогічний висновок підтверджується даними Охама. Водопотреба бетонних сумішей із ПФМ, що містять обидва компоненти, має проміжне значення, хоча при їх однаковому введенні за масою вона виявляється більш низькою чим це впливає з умови адитивності (рис. 9.15).

Таблиця 9.7

Рівняння регресії для властивостей самоущільнюваних дрібнозернистих бетонних сумішей

№ з/п	Властивість	Рівняння
1	Водопотреба, л/м ³	$y_{13}=183.3-16.3X_1-8.1X_2+30.2X_3+5.5X_1^2+5.5X_2^2+9.3X_3^2-6.9X_1X_2-7.3X_1X_3-6.7X_2X_3$ (9.15)
2	Водовідділення, , %	$y_{14}=1.14+0.13X_1+0.41X_2+0.34X_3-0.02X_1^2-0.20X_2^2-0.02X_3^2+0.226X_1X_2+0.1X_1X_3$ (9.16)
3	Повітрявтяг- вання, %	$y_{15}=1.9+0.13X_1-0.41X_2+0.31X_3-0.02X_1^2-0.280X_2^2+0.07X_3^2-0.21X_1X_2+0.096X_1X_3-0.08X_2X_3$ (9.17)

Про вплив суперпластифікаторів на водовідділення бетонних сумішей, у т.ч. і дрібнозернистих, є суперечливі дані. Так, за даними В.Г. Батракова бетонні суміші із СП у порівнянні з рівнорухомими непластифікованими сумішами характеризуються більшою зв'язністю і меншим водовідділенням. Тим не менше, відзначається схильність таких сумішей до розшарування. У відповідності з нашими експериментальними даними при дозуванні СП до 1% водовідділення самоущільнюваних сумішей практично не збільшується, а потім має тенденцію до росту (рис. 9.16). У той же час ПВАД забезпечує зниження водовідділення у всьому інтервалі дозувань від 0.5 до 3%. Наявність у ПФМ обох компонентів призводить до того, що їх водовідділення забезпечується таким як і без добавок. Це можна пояснити, головним чином, повітрявтягуючою здатністю досліджуваної полімерної добавки. Із збільшенням вмісту ПВАД від 0 до 3% у самоущільнювані суміші втягується додатково більше 1%

повітря і сумарний повітрявміст в них зростає до 2,5% (рис.9.17).

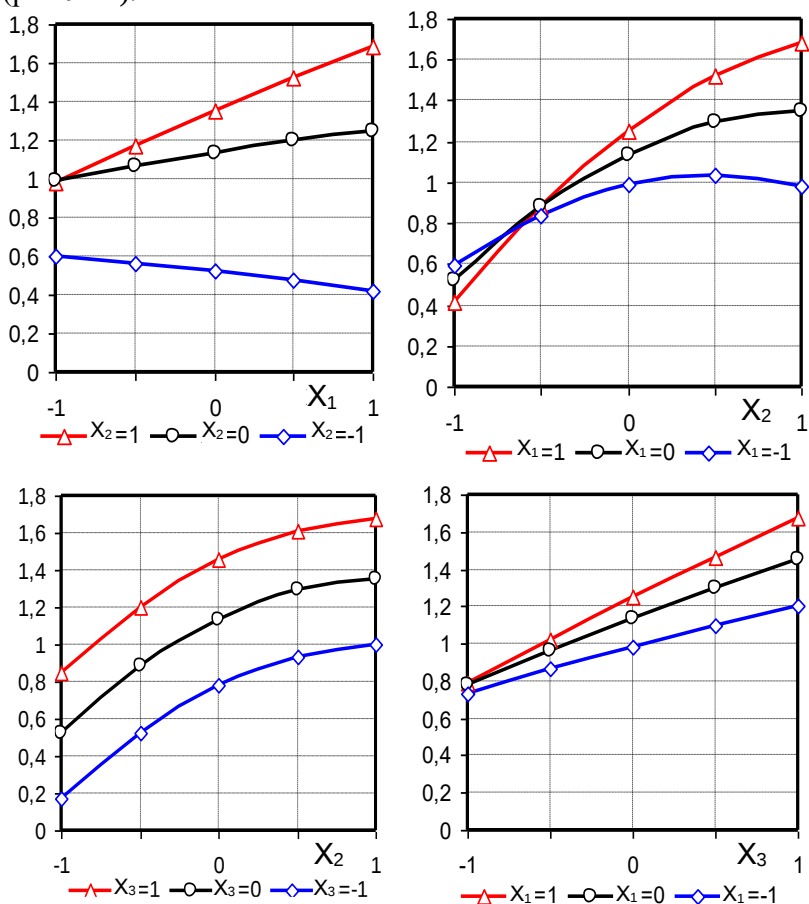


Рис. 9.16. Залежності водовідділення (%) самоущільнюваних бетонів із добавкою ПФМ від досліджуваних факторів:
вмісту ПФМ, % маси цементу (x_1)
масової частки СП у складі ПФМ (x_2) та масового

Розрахункові криві повітрявтягування самоущільнюваних бетонних сумішей (рис. 9.17), отримані на основі відповідних рівнянь регресії, відображають відомий висновок, що в

рухомих бетонних сумішах суперпластифікатори сприяють видаленню повітря. Спільне введення СП і ПВАД запобігає виникненню зазначеного вище негативного ефекту.

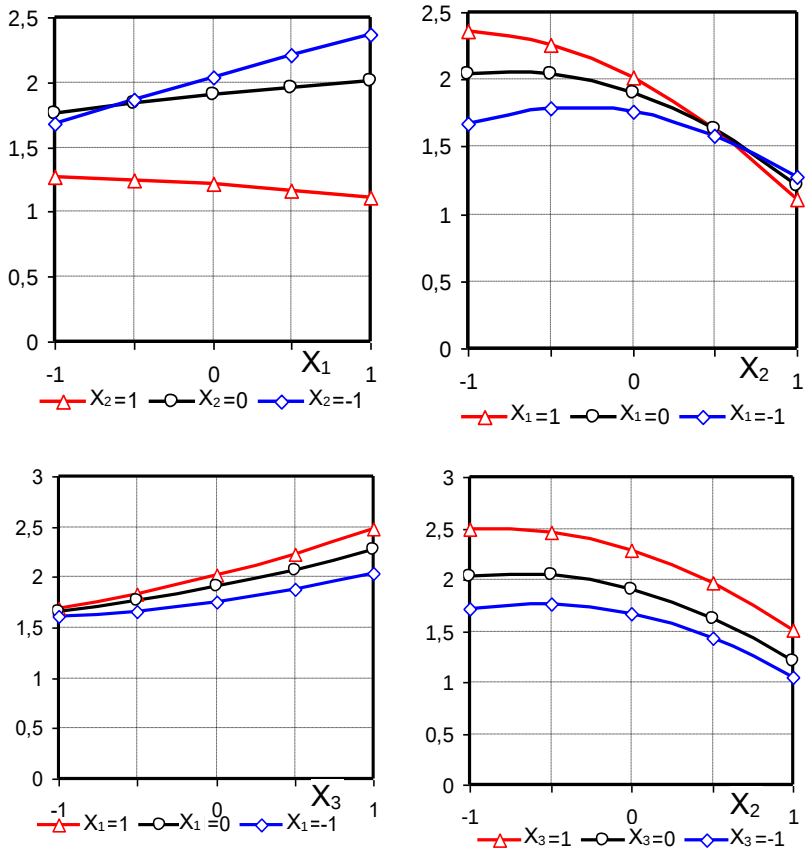


Рис. 9.17. Залежності повітрявтягування (%) самоущільнюваних бетонів із добавкою ПФМ від досліджуваних факторів:
вмісту ПФМ, % маси цементу (x_1)
масової частки СП у складі ПФМ (x_2) та масового співвідношення піску і цементу (x_3)

Для самоущільнюваних бетонних сумішей практичне значення має збереження рухомості сумішей у часі. Вивчали зміну рухомості сумішей за зануренням конуса Стройцила (ЗК) при $n = 3$, В/Ц = 0.6, температура $20 \pm 2^\circ \text{C}$.

Для виготовлення самоущільнюваних сумішей у дослідях служили портландцемент з НГ = 26,8% і пісок з Вп = 8,5% з добавками СП і ПВАД. Результати дослідів приведені на рис. 9.18.

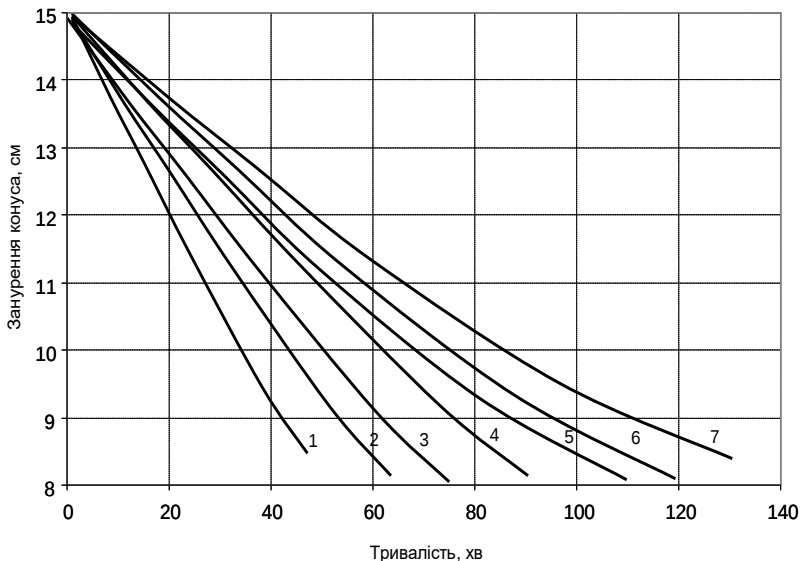


Рис. 9.18. Вплив добавки ПФМ на втрату рухомості самоущільнюваних бетонних сумішей:

- 1 – СП - 0.5% маси цементу; 2 – СП - 3%;
- 3 – СП - 0.25%; ПВАД - 0.25%;
- 4 – без добавок;
- 5 – СП - 1.5%; ПВАД - 1.5%;
- 6 – ПВАД - 0.5%;
- 7 – ПВАД - 3%

Найбільш низький темп падіння рухомості мають суміші, у яких ПФМ представлений лише ПВАД, а найбільш високий – СП. Збільшення дози добавки сприяє деякій стабілізації рухомості. Подовжений період "життєздатності" самоущільнюваних сумішей із добавкою ПВАД можна пояснити сповільнюючим впливом останньої на строки тужавлення цементного тіста і менш інтенсивною кінетикою росту пластичної міцності.

Вплив складу поліфункціонального модифікатора на основні властивості СУБ. З використанням поліфункціонального модифікатора ПФМ (ПВАД+СП) були реалізовані експерименти відповідно до матриці трьохрівневого плану і отриманий комплекс рівнянь регресії міцності при стиску (f_{cm}) та згині (f_{tb}), а також стираності (Ст) і водопоглинання дрібнозернистого самоущільнюваного бетону в 28-ми добовому віці.

У якості вихідних матеріалів були прийняті портландцемент ПЦ 500-I з НГ = 26,8% і середньозернистий кварцовий пісок з Вп = 8,5%. В якості суперпластифікатора використовували добавку полікарбоксилатного типу Melflux 2651f (СП).

Виготовляли зразки - призми 4×4×16 см для дослідження f_{cm} , f_{tb} і водопоглинання, а також зразки-куби з розміром 7.07 см для визначення стиранності бетону.

Зразки тверділи до дослідів у повітряно-вологих умовах при 20±2° С. Міцнісні характеристики зразків бетону визначали за ДСТУ Б В.2.7-224:2009, водопоглинання – за ДСТУ Б В.2.7-170:2008, стираність – за ДСТУ Б В.2.7-212:2009.

Досліди по визначенню міцності проводили на зразках у віці 7, 28 і 90 діб. Умови планування експерименту наведені в табл. 3.10.

Таблиця 9.8

Умови планування експериментів

Фактори	Кодовані значення	Рівні варіювання			Інтервал варіювання
		-1	0	+1	
Вміст ПФМ, % маси цементу	X_1	0,5	1,75	3	1,25
Масова частка в ПФМ суперпластифікатора Melflux 2651f	X_2	0	0,5	1,0	0,5
Водо-цементне відношення	X_3	0,3	0,4	0,5	0,1

Додатково були проведені досліді по визначенню міцнісних властивостей СУБ без добавок (рис. 9.19).

У результаті статистичного опрацювання отримані рівняння регресії (математичні моделі) показників властивостей СУБ у 28-добовому віці адекватні при 95%-й довірчій ймовірності, приведені в кодованих змінних у табл. 9.9.

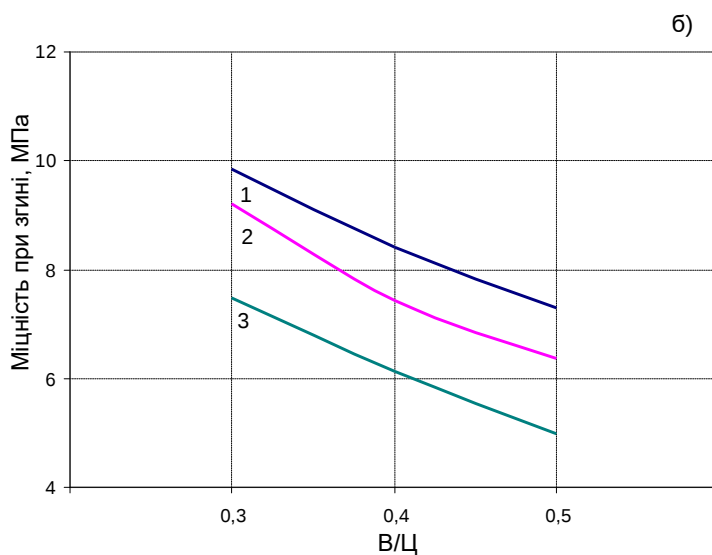
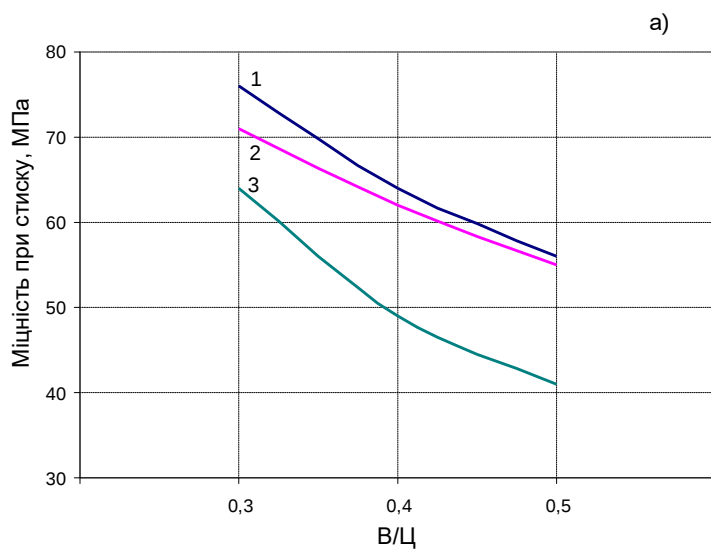


Рис. 9.19. Міцність при стиску (а) і згині (б) СУБ
без добавок ПФМ:
1 – у віці 90 діб; 2 – 28 діб; 3 – 7 діб

Таблиця 9.9

Рівняння регресії властивостей СУБ з ПФМ

№ з/п	Вихідний параметр	Рівняння регресії
1	Границя міцності при стиску (f_{cm}), МПа	$Y_{16}=62.56+1.75X_1+6.12X_2-20.06X_3-1.946X_1^2-1.85X_2^2+5.2X_3^2+6.72X_1X_2-1,51X_1X_3$ (9.18)
2	Границя міцності при згині (f_{tb}), МПа	$Y_{17}=7.8+0.4X_1-0.23X_2-0.95X_3+0.09X_1^2-0.88X_2^2-0.44X_3^2+0.472X_1X_2$ (9.19)
3	Водопоглинання (W), %	$Y_{18}=6.64-0.21X_1-0,57X_2+2.47X_3+0.15X_1^2+0.10X_2^2-0.20X_3^2-0.29X_1X_2$ (9.20)
4	Стиранність (C_T), г/см ²	$Y_{19}=0.49-0.09X_1+0.08X_2+0.15X_3+0.06X_1^2+0.03X_2^2+0.04X_3^2+0.05X_1X_2+0.04X_2X_3$ (9.21)

Технологічний аналіз рівнянь дозволяє проаналізувати фактори за їх впливом на вихідні параметри, кількісно оцінити як індивідуальний, так і спільний їх вплив. Для міцності СУБ при стиску і згині (рис. 9.19, 9.20), як і слід було очікувати, із досліджуваних факторів найбільш значимим виявилось водоцементне відношення (X_3). При цьому характерно, що для бетонів із добавкою ПФМ, так як і для звичайних цементно-піщаних розчинів [68], збільшення В/Ц веде до значно більш істотного падіння міцності на стиск ніж міцності на згин. Якщо $f_{ст}$ при зміні В/Ц від 0.3 до 0.5 падає майже в 2 рази, то $f_{зг}$ – в 1,25...1,3 рази. При цьому інтенсивність падіння як $f_{ст}$, так і $f_{зг}$ практично не залежить ні від вмісту ПФМ (X_1), ні від співвідношення його компонентів (X_2).

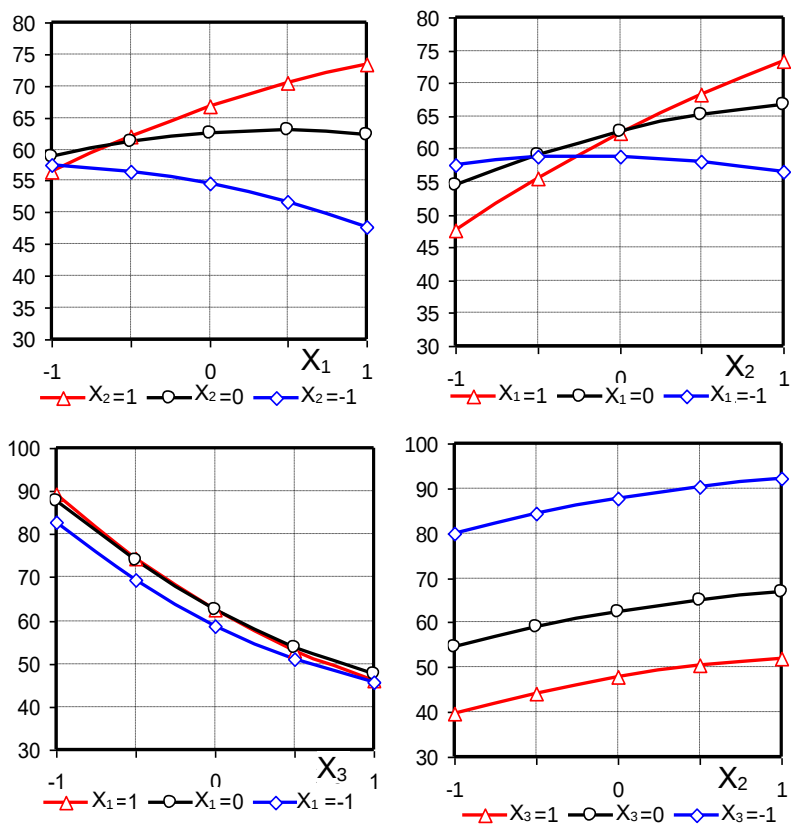


Рис. 9.20. Залежності міцності при стиску (МПа) самоущільнюваних бетонів із добавкою ПФМ від досліджуваних факторів:
вмісту ПФМ, % маси цементу (x_1); масової частки СП у складі ПФМ (x_2); масового співвідношення піску і цементу (x_3)

Збільшення вмісту ПФМ (X_1) при $V/C = \text{const}$ може сприяти або збільшенню, або зменшенню міцності на стиск СУБ в залежності від складу композиційної добавки. У тому випадку, коли ПФМ представлений тільки суперпластифікатором Melflux, збільшення його вмісту при постійному V/C призводить до суттєвого підвищення міцності. При $V/C = 0.4$ збільшення вмісту Melflux від 0.5 до 3% призвело до росту міцності на майже на 25% (рис. 9.20).

Інший характер впливу на міцність при стиску другого компонента ПФМ – полівінілацетатної добавки. У обраній області варіювання збільшення її вмісту, особливо від 1.5 до 3%, призводить до істотного падіння величини f_{cm} (рис. 9.20). Уповільнення процесу наростання міцності полімерцементів спостерігалось й іншими дослідниками, хоча наявні дані дуже суперечливі, що можна пояснити розходженнями у вихідних матеріалах, технології приготування сумішей, умовах їхнього твердіння і т.п. За даними М.М. Круглицького, із збільшенням вмісту полівінілацетатної емульсії і полівінілового спирту в цементному камені до 1% міцність його при стиску в умовах твердіння при 18...20°C і відносній вологості 60...65% зменшилася на 13%. Проте в композиціях, що містять 20% ПВАД, зниження f_{cm} склало усього 8.7%.

Наші експериментальні дані і отримані по ним моделі f_{cm} показують, що при малих дозуваннях ПФМ (від 0.5 до 1.75%) зміна в їхньому складі масової частки СП від 0 до 0.5 практично не викликає зниження міцності при стиску СУБ.

Вплив досліджуваних ПФМ на міцність цементних композицій при згині (рис. 9.21) має ряд особливостей. Найбільше інтенсивно f_b у досліджуваній області дозувань ПФМ росте в тих випадках, коли добавка представлена лише суперпластифікатором Melflux. Проте абсолютні значення міцності на згин залишаються більш високими при використанні ПФМ із максимальною масовою часткою СП не більше 0.5 (рис.9.21).

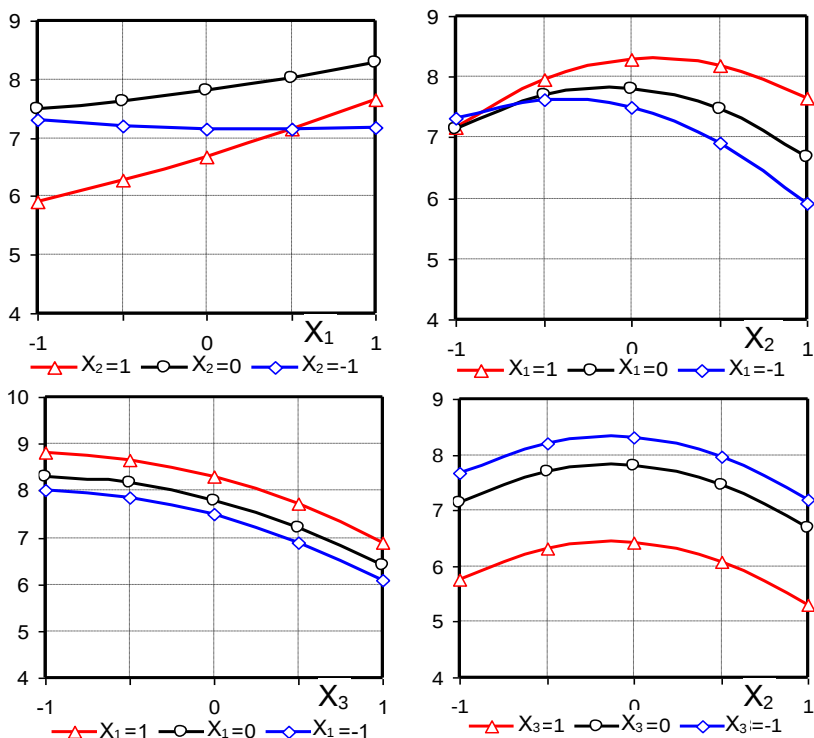


Рис. 9.21. Залежності міцності при згині (МПа) самоущільнюваних бетонів із добавкою ПФМ від досліджуваних факторів: вмісту ПФМ, % маси цементу (x_1); масової частки СП у складі ПФМ (x_2); масового співвідношення піску і цементу (x_3)

Отримані дані показують, що в області порівняно невисоких досліджуваних концентрацій ПВАД відчувається її помітний позитивний вплив на f_{tb} цементних композицій. Як відомо, цей вплив зростає в області високих концентрацій полімерних добавок. Відповідно знижується і співвідношення f_{cm} / f_{tb} . Наприклад, за даними М.М. Круглицького міцність при згині цементного каменю, модифікованого полівінілацетатної емульсією в кількості 20% маси цементу (у перерахунку на суху речовину) склало 14.1 МПа і була майже у 2 рази вищою ніж при 1% ПВАД. При цьому співвідношення f_{cm} / f_{tb} склало 3.12, у той час як для цементного каменю без добавок воно

було 7.3, при вмісті ПВАД 1% – 5.45. За нашими даними, для СУБ з В/Ц = 0.3...0.5 без добавок f_{cm}/f_{tb} у 7 діб 5...7, у 28 – 6,5...9 і в 90 діб – 6.7...9.2. Розрахункові співвідношення f_{cm} / f_{tm} для СУБ із добавкою ПФМ при різних значеннях досліджуваних чинників, отримані з використанням відповідних рівнянь регресії, приведені в табл. 9.10.

Таблиця 9.10

Розрахункові співвідношення f_{cm} / f_{tb} для СУБ із добавкою ПФМ

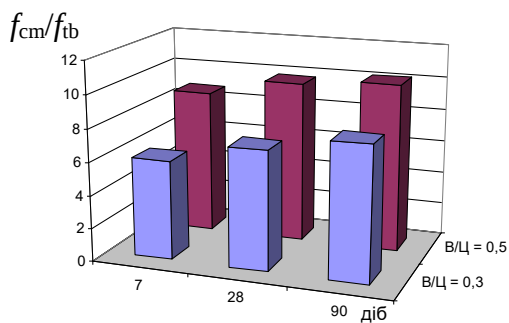
№ з/п	Відношення натуральних значень факторів до кодованих			f_{cm} / f_{tb}		
	$\frac{\tilde{X}_1}{X_1}$	$\frac{\tilde{X}_2}{X_2}$	$\frac{\tilde{X}_3}{X_3}$	7 діб	28 діб	90 діб
1	$\frac{3}{+1}$	$\frac{1}{+1}$	$\frac{0.5}{+1}$	5.82	6.57	7.13
2	$\frac{3}{+1}$	$\frac{0}{-1}$	$\frac{0.5}{+1}$	3.51	4.9	4.8
3	$\frac{0.5}{-1}$	$\frac{1}{+1}$	$\frac{0.5}{+1}$	5.69	6.86	7.61
4	$\frac{0.5}{-1}$	$\frac{0}{-1}$	$\frac{0.5}{+1}$	4.31	5.52	5.4
5	$\frac{3}{+1}$	$\frac{1}{+1}$	$\frac{0.3}{-1}$	8.77	9.11	9.26
6	$\frac{3}{+1}$	$\frac{0}{-1}$	$\frac{0.3}{-1}$	6.69	6.98	6.49
7	$\frac{0.5}{-1}$	$\frac{1}{+1}$	$\frac{0.3}{-1}$	9.83	9.37	9.56
8	$\frac{0.5}{-1}$	$\frac{0}{-1}$	$\frac{0.3}{-1}$	7.83	8.61	7.58

Аналіз даних табл. 9.10 показує, що тенденція до зниження f_{cm} / f_{tb} проявляється в міру зростання як загального вмісту ПФМ, так і збільшення в останньому частки полімерного компоненту. У світлі сучасних уявлень параметр характеризує досконалість структури композиційного

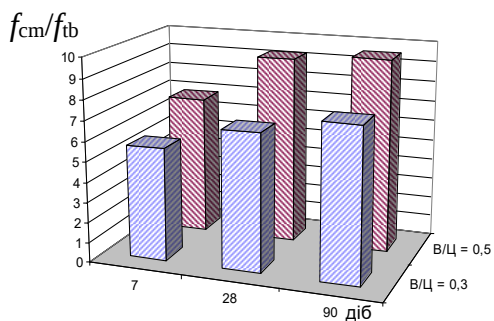
матеріалу. За сприятливих умов для утворення структури цементного каменю зменшуються напруження, що виникають в результаті спрямованого росту кристалів при твердінні цементу. Можна припустити, що більш низькі відношення f_{cm}/f_{tb} СУБ із добавкою ПФМ обумовлені адсорбційним модифікуванням структури цементного каменю. Відомо, що адсорбційною здатністю стосовно полярних поверхонь гідратних новоутворень володіють як СП, так і полівінілацетатний полімер. Останній при достатній кількості утворює, крім того, суцільну плівкову матрицю, що також сприяє підвищеній міцності цементного каменю на розтяг і згин.

На рис. 9.21 за даними табл. 9.10 показана кінетика зміни f_{cm}/f_{tb} СУБ із добавками ПФМ по мірі твердіння. Для бетону без добавок і з пониженим вмістом ПФМ, особливо при переважанні СП, характерна тенденція до збільшення f_{cm}/f_{tb} із переходом бетону від раннього до більш пізнього віку. При рості вмісту ПФМ і частки в ньому полімерного компонента співвідношення міцнісних параметрів стабілізується в часі, або навіть може спостерігатися тенденція до зниження f_{ct} / f_{zg} .

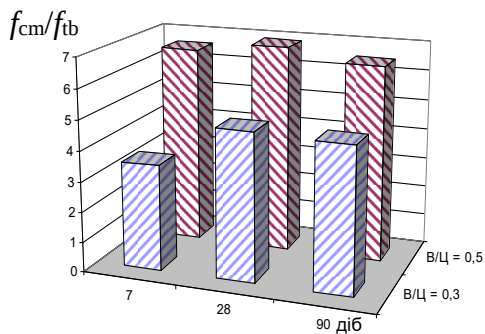
Зміна водопоглинання СУБ із добавками ПФМ по мірі зміни їхнього складу (рис. 9.23), як очевидно з аналізу рівнянь Y_{16} і Y_{18} , добре корелюється з міцністю при стиску, що природно пояснюється близькою залежністю обох властивостей від відкритої пористості бетону. Із збільшенням В/Ц від 0.3 до 0.5 водопоглинання зменшується практично лінійно. При В/Ц = const найбільш істотні розходження у водопоглинанні бетонів, що містять ПФМ різноманітного складу, відзначаються при максимальному вмісті добавки ($X_1 = 1$). При цьому найменше водопоглинання має бетон, що містить у якості добавки тільки суперпластифікатор. Збільшення вмісту СП у бетоні від 0.5 до 3% при В/Ц = 0.4 ($X_3 = 0$) дозволяє зменшити, наприклад, водопоглинання з 8 до 6.5% , тобто на 18.7%.



а)



б)



в)

Рис. 9.22. Кінетика зміни f_{cm}/f_{tb} для СУБ із добавкою ПФМ:
а – без добавок; б – ПФМ - 0.5%, частка СП у складі ПФМ - 1;
в – ПФМ - 3%, частка СП у складі ПФМ - 0

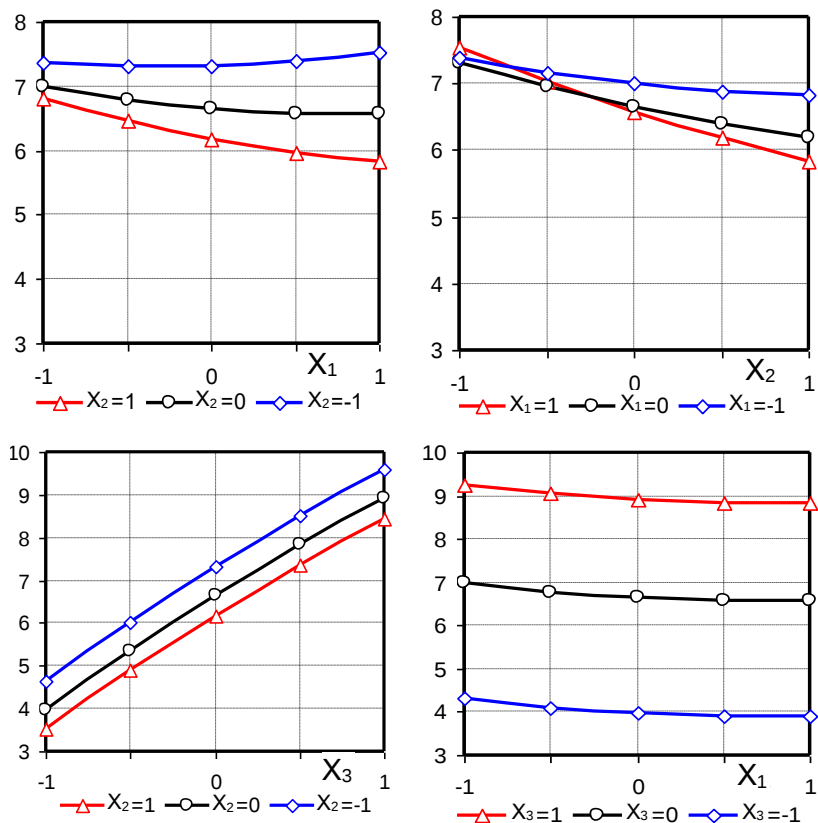


Рис. 9.23. Залежності водопоглинання (МПа) самоущільнюваних бетонів із добавкою ПФМ від досліджуваних факторів:
вмісту ПФМ, % маси цементу (x_1); масової частки СП у складі ПФМ (x_2); масового співвідношення піску і цементу (x_3)

9.4. Розрахунок складів самоущільнювальних бетонів

Відповідно до рекомендацій Європейської федерації фахівців з будівельної хімії та бетону (European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems) при проектуванні складу бетону більш доцільно виражати співвідношення вихідних компонентів не за масою, а за об'ємом. На першому етапі встановлюються співвідношення між компонентами на основі типових діапазонів їх вмісту, що забезпечують нормовані показники самоущільнюваної бетонної суміші:

- об'ємне співвідношення вода / дисперсний матеріал (цемент, мінеральна добавка, фракції піску дрібніше 0,125 мм) – від 0,80 до 1,10;
- загальний вміст дисперсних матеріалів – від 160 до 240 літрів (400-600 кг на кубічний метр);
- вміст цементу – 350-450 кг/м³ (витрата цементу понад 500 кг/м³ може збільшити усадку і повзучість бетону; витрата менше 350 кг/м³ може бути допустимою тільки при використанні інших дрібнодисперсних мінеральних наповнювачів або пуцоланових добавок);
- вміст крупного заповнювача – від 28 до 35% по об'єму бетонної суміші;
- водо-цементне відношення призначається виходячи з вимог EN 206-1 (зазвичай вміст води не перевищує 200 л/м³).

Професор Х. Окамура запропонував метод проектування самоущільнюваного бетону, основна ідея якого полягає в тому, що на першому етапі випробовуються цементна паста і розчин з метою визначення сумісності суперпластифікатора, цементу, дрібного заповнювача і пуцоланової добавки, а на другому етапі випробовується пробний заміс СУБ. Перевагою цього методу є те, що він дозволяє уникнути повторення подібних трудомістких випробувань для всієї бетонної суміші.

Г.В. Несветаєвим запропонована досить проста методика оцінки реологічних характеристик цементної пасти: залежності граничного напруження зсуву цементного тесту від виду і дозування добавки для цементу певного хіміко-мінералогічного складу. Наприклад, для отримання самоущільнюваних сумішей класу SF 1 значення граничного напруження зсуву орієнтовно має становити не більше 10, а сумішей класу SF 2 – не більше 8.

Тайванськими вченими запропонована спрощена методика проектування складу СУБ, основою якої є умова досягнення максимального коефіцієнта упаковки крупного і дрібного заповнювача – (packing factor PF). Міцність СУБ забезпечується каркасом заповнювачів, склеєних цементною пастою в затверділому стані, в той час як технологічні властивості сумішей забезпечуються цементною пастою в свіжоприготовленому стані. Очевидно, що коефіцієнт упаковки PF впливає на вміст заповнювачів в СУБ. Більш високе значення PF обумовлює більш високий вміст крупного та дрібного заповнювачів, зменшуючи кількість в'язучої речовини. Відповідно, легкоукладальність суміші, її здатність до самоущільнення, а також міцність бетону при стиску будуть зменшуватися. З іншого боку, низьке значення PF обумовлює підвищену усадку бетону. Підвищений вміст в'язучої пасти також впливає на довговічність СУБ і істотно збільшує його собівартість.

В табл. 9.2 наведено усереднені склади самоущільнюваних бетонів, що застосовуються в різних країнах світу.

Нижче наведений приклад розрахунку складів СУБ на основі традиційного для важких бетонів метода з врахуванням в рівнянні міцності бетону з активною мінеральною добавкою (наповнювач) коефіцієнта його цементуючої ефективності .

Таблиця 9.2

Усереднені склади самоущільнюваних бетонів

Компоненти бетонної суміші	Усереднена витрата на 1 м ³ бетонної суміші в різних країнах			
	Японія	США	Країни ЄС	Індія
Вода, л	175	180	190	163
Портландцемент, кг	530	357	280	330
Мінеральна добавка, кг	70 (низько кальцієва зола)	119 (доменний граншлак)	245 (мелений вапняк)	150 (високо-кальцієва зола)
Дрібний заповнювач, кг	751	936	865	309
Крупний заповнювач, кг	789	684	750	455
Добавка суперпластифікатора, до г (л)	9	2,5	4,2	0,92

Цементно-водне відношення досліджених самоущільнюваних бетонів можна розраховувати на основі формулі:

$$R_{\sigma} = AR_u[(C + K_{ce} \cdot H)/B - \epsilon], \quad (5.4)$$

де $A = 0,6$, $\epsilon = 0,5$; K_{ce} – коефіцієнт цементуючої добавки наповнювача; H – вміст дисперсного наповнювача (меленого шлаку).

Витрата води при введенні суперводоредуруючої добавки, якою є добавка Melflux 2651F, використана в дослідженнях при середньому дозуванні 2 кг на 1 м³ становила при розпливі конусу 600 мм – 200 л, 700 мм – 220 л.

Отримані дані дозволили розраховувати номінальні склади самоущільнюваних бетонів при прийнятих і

зазначених вище конкретних умовах. Нижче наведено приклад такого розрахунку.

Приклад

Розрахувати номінальний склад важкого бетону СУБ класу SF1 (розплив конуса 550-650мм) з міцністю при стиску в 28 діб 40 МПа, цемент використовується марки М500, вміст наповнювача 100 кг/м³. Густина цементу $\rho_{\text{ц}} = 3,1$ г/см³; піску $\rho_{\text{п}} = 2,63$ г/см³; щебеню з максимальною крупністю 20мм $\rho_{\text{щ}} = 2,67$ г/см³ в якості наповнювача; приймаємо доменну золу виносу, $\rho_3 = 2,2$ г/см³

1. З рівняння (5.4) знаходимо:

$$\frac{Ц + K_{\text{ц.е.}} \cdot H}{B} = \frac{R_6 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot R_{\text{ц}}}{0,6 \cdot R_{\text{ц}}} = \frac{40 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 50}{0,6 \cdot 50} = 1,83$$

2. Вміст в'язучого можна знайти прийнявши за експериментальними даними вміст води для досягнення необхідного розпливу конуса при введенні добавки Melflux 2651f.

$$Ц + K_{\text{ц.е.}} \cdot H = B \cdot \frac{R_6 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot R_{\text{ц}}}{0,6 \cdot R_{\text{ц}}} = 230 \cdot 1,83 = 366 \text{ кг/м}^3$$

3. Знайдемо вміст цементу, прийнявши $K_{\text{ц.е.}} = 0,25$

$$\begin{aligned} Ц + 0,25 \cdot 100 &= 366 \\ Ц &= 366 - 25 = 341 \text{ кг/м}^3 \end{aligned}$$

4. Знайдемо об'єм заповнювачів з урахуванням можливого вільного повітря ($V_n = 1,5\%$):

$$\begin{aligned} (1000 - V_n) - \frac{Ц}{\rho_{\text{ц}}} - \frac{3H}{\rho_{\text{п}}} - B &= (1000 - 15) - \frac{341}{3,1} - \frac{100}{2,2} - \\ &= 230 = 985 - 110 - 45,4 - 200 = 629,6 \end{aligned}$$

5. Приймаємо, що піску в об'ємі заповнювача 0,5. Тоді витрата піска за масою:

$$П = 629 \cdot 0,5 \cdot 2,63 = 827 \text{ кг/м}^3$$

6. Витрата щебеню:

$$\Pi\text{ц}=629\cdot0,5\cdot2,67=840 \text{ кг/м}^3$$

Розрахунковий номінальний склад бетонної суміші:

цемент 341 кг/м³, зола виносу - 100 кг/м³, пісок - 827 кг/м³,
щебінь - 840 кг/м³, вода - 200 кг/м³, добавка
суперпластифікатор - 2 кг/м³.

ЛІТЕРАТУРА

1. Ramachandran V.S., Feldman R.F., Beauloin J.J. Concrete science: treatise on current research / London. – 1981. – P. 427.
2. Neville A.M. Properties of concrete / Pearson. – 2006. – P.555.
3. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Основи бетонознавства – К.: «Основа», 2007 – 613с.
4. Плугин А.Н., Плугин А.А., Калинин О.А. Теория прочности, разрушения и долговечности бетона, железобетона и конструкций из них К: «Наукова думка», 2012 – 286с.
5. Orhard D.F. Concrete technology / London. – Applied Science Publishers. – 1979. – Vol 1,2 – P.1033.
6. Lea's F. Chemistry of cement and concrete / Fifth edition. – 2019. – P.1057.
7. Гоц В.І., Павлюк В.В., Шилюк П.С. Бетони і будівельні розчини, К.: Основа, 2016, 568с.
8. Bolshekov V., Dvorkin L. Structure and Properties of Building Materials / Trans Tech Publication Ltd. – Zurich. – 2016. – P.220.
9. Грушко И.М., Ильин А.Г., Повышение прочности и выносливости бетона – Харьков: Вища школа, 1986 149с.
10. Ахвердов И.Н. Теоретические основы бетоноведения – М.: Высшая школа, 1991 – 188с.
11. Баженов Ю.М. Бетоноведение – М.: Изд-во АСВ, 2015 – 144с.
12. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона – М.: Стройиздат, 1962 – 96с.
13. Дворкін Л.Й. Міцність бетону – К.: Кондор, 2021 – 312с.
14. Кривенко П.Я., Пушкарьова Н.К., Кочевих М.О. Заповнювачі для бетону – К.: 2001 – 339с.
15. Dvorkin L., Dvorkin O. Basics of concrete science / Amazon (Kindle edition). – 2011. – P.383.

16. Dvorkin L., Zhitkovsky V., Ribanov Y. Concrete and Mortar Production Using Stone Sifting / CRC Press Taylor and Francis group. – London, New York. – 2018 – P.158.
17. Шестоперов С.В. Технология бетона – М.: Высшая школа, 1977 – 432с.
18. Дворкін Л.Й. Теоритечні основи будівельного матеріалознавства – К.: Каравела 2023 – 799с.
19. Dvorkin L. The main properties of cement concrete / Palmarium Academic Publishing. – Riga. – 2018. – P.237.
20. Дворкін Л.Й. Стійкість бетону до температурно-вологісних впливів – К.: Каравела, 2023 – 180с.
21. Миронов С.А., Малинина Л.А. Укорение твердения бетона – М.: Стройиздат, 1964 – 316с.
22. Дворкін Л.Й. Добавки у бетонах та розчинах – К.: Каравела, 2025 – 204с.
23. Синицький М.А., Кропивницька Т.П., Гев'юк І.М. Швидкотверднучі клінкерефективні цементы та бетони – Львів, ТОВ «Простір – М», 2021 – 206с.
24. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свобода цементных бетонов – М.: Стройиздат, 1979, 344с.
25. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона – Тбилиси: Мицниербера, 1979 – 228с.
26. Дворкін Л.Й., Марчук В.В., Макаренко Р.М. та ін. Структура, склад та властивості цементного бетону – К.: Каравела, 2024 – 238с.
27. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням діаграм деформування матеріалів – К.: КНУБА, 2017 – 274с.
28. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении – М.: Стройиздат, 1970 – 274с.
29. Белов Н.М., Коланица Д.Г., Кумиляк О.Г., Югов Н.Т. Расчет железобетонных конструкций – Томск, СТТ, 2004 – 466с.

30. Казаков Ю.Н. Инженерные решения для строительства антитеррористических зданий – СПб: СПбГАСУ, 2009 – 472с.
31. Кочкаръов Д.В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливом – Рівне: НУВГП, 2015 – 384с.
32. Купляк О.Г., Коланица Д.Г. Прочность и деформативность железобетонных сооружений при кратковременном динамическом нагружении – Томск: СТУ, 2002 – 336с.
33. Бабич Е.М., Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Кочкаръов Д.В. та ін. Рекомендації з проектування залізобетонних конструкцій фортифікаційних споруд – Рівне: НУВГП, 2018 – 173с.
34. Shukla A. Dynamic Strength Characterization of High Performance Concrete / Rhode Island Department Research and Technology Development. – 2017. – P.68.
35. Дворкін Л.Й. Стійкість бетону до температурно-вологісних впливів, К.: «Каравела», 2023 – 180с.
36. Дворкін Л.Й. Бетони спеціального призначення – К.: «Кондор», 2017 – 352с.
37. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Multi-Parametric Concrete Composition Design / Nova Science Publishers. – New York. – 2013. – P.223.
38. Штарк Н., Вихт Б. Долговечность бетона – К.: Оранта, 2004 – 301с.
39. Дворкін Л.Й. Гідротехнічні бетони – К.: «Каравела», 2023 – 286с.
40. Миронов С.А., Малинина Л.А. Ускорение твердения бетона, – М.: Стройиздат, 1964 – 347с.
41. Коц І.В., Колісник О.П. Тепловологісна обробка бетонних виробів з використанням аеродинамічного нагрівання – Вінниця: ВНТУ, 2013 – 100с.
42. Малинина Л.А. Тепловлажностная обработка бетона – М.: Строиздат, 1977 – 159с.

43. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости – Л.: Строиздат, 1989 – 127с.
44. Штарк Й., Вихт Б. Долговечность бетона – К.: Оранта, 2004 – 301с.
45. Тищенко А.В., Шведенко А.В., Поздеев Е.В., Нуянзин В.М., Новгородченко А.Ю. Вплив модифікаторів на вогнестійість залізобетонних конструкцій – Черкаси: НУЦЗ України, 2018 – 108с.
46. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.М., Гузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты – М.: Стройиздат, 1980 – 536с.
47. Вернигорова В.Н., Королев Е.В., Еремкин А.И., Соколова Ю.А. Коррозия строительных материалов, М.: «Палеоттин», 2007 – 176с.
48. Дворкін Л.Й. Властивості мінеральних будівельних матеріалів, Рівне, НУВГП, 2019 – 422с.
49. Большаков В.И., Дворкин Л.Й. Строительное материаловедение, Днепропетровск, РБА «Дніпро – ХАЛ», 2014 – 677с.
50. Dvorkin L., Nwaubani S., Dvorkin O. Construction Materials / Nova Science Publishers, Inc. – New York. – 2010. – P.409.
51. Сердюк В.Р., Христич О.В., Лемешев М.С. Бетони з підвищеними радіаційно-захисними властивостями, Вінниця, 2020 – 82с.
52. Ахвердов И.Н. Высокопрочный бетон. - М.: Стройиздат, 1961. – 163 с.
53. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. - М.: Стройиздат, 1998 - 768с.
54. Вагнер Г.Р. Физико-химия процессов активации цементных дисперсий.- Киев: Наукова думка, 1980.- 200 с.
55. Кириенко И.А. Расчет состава высокопрочных и обычных бетонов и растворов. –Киев: Госстройиздат, 1961. – 145 с.
56. Конструкційні матеріали нового покоління та технології їх впровадження у будівництво / Р.Ф. Рунова, В.І. Гоц, М.А.

Саницкий та ін. – К.: УВПК «ЕксОб». - 2008. - 360 с. ISBN 966-7769-70-3.

57. Химические и минеральные добавки в бетон (Под ред. О.В.Ушерова-Маршака.- Х-в: Колорит, 2005.- 280 с.
58. Aitcin, P.C.: High Performance Concrete / E and FN. Spon, London, 1998. – 591 p.
59. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Mathematical Experiments Planning in Concrete Technology / Nova Science Publishers. – New York, USA. – 2012. – P.172.
60. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Construction materials Based on Industial Waste Products / Nova science publishers. – 2016. – P.242.
61. L. Dvorkin, V. Zhitkovsky, Y. Ribakov. Concrete and montar production using stone sifting / CRC Press Taylor and Francis Group. – London, New York. – 2018. – P.159.
62. Дворкін Л.Й., Бабич Е.М., Житковський В.В. та ін. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони, Рівне: НУВГП, 2017 – 331с.
63. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Бордюженко О.М. та ін. Бетони нового покоління. Рівне: НУВГП, 2021 – 316с.
64. Malhorta V.M., Mehta P.K., High performance high-volume fly ash concrete / Ottava, Canada. – 2005. – P.120.
65. Dvorkin L., Zhitkivsky V., Bordyzenko O., Ribakov V. High performance Concrete Optimal Compozition Design / CRC Pres. – London, New York. – 2023. – P.200.
66. Dvorkin L., Zhitkovsky V., Sonebi M., Marchuk V. Improving Concrete and Mortar Using Modified Ash and Slag Cements / CRC Press. – London, New York. – 2020. – P.194.
67. Dvorkin L., Zhitkovsky V., Lushnikova N., Ribakov Y. Metakaolin and Fly ash as Mineral Admixture for Concrete / CRC Press. – 2021. – P.240.
68. Рабинович Ф.Н. Дисперсно-армированные бетоны, М.: Стройиздат, 1989 – 76с.
69. Пухаренко Ю.В. Научные и практические основы формирования структуры и свойств фибробетонов, Дис. Д-р техн. Наук, СПбГАСУ – СПб, 2005.

70. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов, вопросы теории и проектирования, технология, конструкции, М.: Издательство АСВ, 2004 – 560с.
71. Mobasher B. Mechanics of fiber and textile reinforced cement composite / CRC Press. – New York. – 2011. – P.452.
72. Wietek B. Fiber Concrete in Construction / Springer Fachmedien Wiesbaden Ymbh. – 2022. – P.267.
73. Taylor D., Rieger C., Sico Fiber, Reinforced Concrete, Handbook / Building Trust. – Zuirich. – 2022. – P.134.
74. Singh H. Steel Fiber Hardcover Concrete: Behavior, Modelling and Design / Springer. – 2018. – P.172.
75. Дворкін Л.Й., Мішутін А.В., Кровяков С.О., Бордюженко О.М., Кінтя Л. Ефективні види фібробетонів, Одеса, ОДАБА, 2021 – P.249.
76. Ven Lei Voo, Stephen Foster Reactive Powder Concrete and Design of RPC / Jirders Lambert Academic Publishing. – 2009. – P.354.
77. Дворкін Л.Й., Бордюженко О.М., Житковський В.В., Кочкар'ов Д.В., Марчук В.В. Реакційно-порошкові бетони і матеріали на їх основі, Рівне, НУВГП – 305с.
78. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Стасюк Ю.О., Скрипник М.М. Ефективні технології бетонів та розчинів із застосуванням технологічної сировини, Рівне, 2017 – 424с.
79. Дворкін Л.Й., Пушкарьова К.К., Дворкін О.Л. та ін. Використання техногенних продуктів у будівництві, Рівне: НУВГП, 2019 – 339с.
80. Шишкін О.О. Реакційно-порошкові бетони на комплексному заповнювачі, Наука і будівництво, 2017 – с. 46-50.
81. Дворкін Л.Й., Марчук В.В., Житковський В.В. Сухі будівельні суміші на основі реакційно-порошкових бетонів. Рівне НУВГП, 2022 – 143с.
82. Дворкін Л.Й., Бордюженко О.М. Ефективні самоущільнювальні бетони, Рівне, НУВГП, 2021 – 169с.

83. Ahmed S. A. R. Review article on Self-Compacting Concrete / Civil Engineering Department, Faculty of Engineering Altahadi University. – 2003. – P.52.
84. Edward G., Nawy P. Fundamentals of High-Performance Concrete / Willy. – 2001. – P.151.
85. Mbele J.-J. Optimization of Self-Consolidating Concrete for Slip-form pavement. A thesis submitted in partial fulfillment for the degree of Master of Science in Civil and Environmental Engineering: Northwestern University. April 2006. P.83.
86. Self Consolidation Concrete: A White Paper by Researches at the Center of Advanced Cement Based Materials (ACBM). D.A. Lange [Ed.]. February, 2007 P.42.
87. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use. SCC European Project Group, May 2005. 63 pp.
88. Дворкин Л. И., Кизима В. П. Эффективные литые бетоны. Львов : Вища школа, 1986. 144с.
89. Зайченко Н. М. Високоміцні тонкозернисті бетони з комплексно модифікованою мікроструктурою: дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.05. Макіївка: ДонНАБА, 2009. 356с.
90. Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости / В. И. Соломатов, В. Н. Выровой, В. С. Дорофеев, А. В. Сиренко. К.: Будивельник, 1991. 144с.
91. Круглицкий Н. Н., Бойко Г. П. Физико-химическая механика цементно-полимерных композиций. Киев: «Наукова думка», 1981. 240 с.
92. Метакаолін в будівельних розчинах і бетонах: монографія / Дворкін Л. Й., Лушнікова Н. В., Рунова Р. Ф., Троян В. В. К.: КНУБіА, 2007. 216с.
93. Та Ван Фан. Самоуплотняющиеся высокопрочные бетоны с золой рисовой шелухи и метакаолином : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.05. Ростов-на-Дону: ФБГОУ ВПО «РГСУ», 2013. 184с.
94. Скунин Л. Полимерные растворы и пластбетоны. М.: Стройиздат, 1967. 175 с.