



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Навчально-науковий
інститут будівництва
та архітектури



ВИСОКОМІЦНІ ШВИДКОТВЕРДНУЧІ БЕТОНИ ТА ФІБРОБЕТОНИ

Л.Й. Дворкін, Є.М. Бабич, В.В. Житковський, О.М. Бордюженко,
С.В. Філіпчук, Д.В. Кочкар'юв, І.В. Ковалик, Т.В. Ковальчук, М.М. Скрипник



Національний університет
водного господарства
та природокористування

За редакцією
д.т.н., проф. Л.Й. Дворкіна
д.т.н., проф. Є.М. Бабича

МОНОГРАФІЯ



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування

**Л.Й. Дворкін, Є.М. Бабич,
В.В. Житковський, О.М. Бордюженко,
С.В. Філіпчук, Д.В. Кочкарьов, І.В. Ковалик,
Т.В. Ковальчук, М.М. Скрипник**



ВИСОКОМІЦНІ ШВИДКОТВЕРДНУЧІ БЕТОНИ ТА ФІБРОБЕТОНИ

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Монографія

За редакцією
д.т.н., проф. Л.Й. Дворкіна
д.т.н., проф. Є.М. Бабича

Рівне 2017



Національний університет
водного господарства
та природокористування

УДК 691.32

ББК 38.33

В53

*Рекомендовано вченою радою Національного університету
водного господарства та природокористування.
(Протокол № 2 від 3 березня 2017 р.)*

Рецензенти:

Саницький М.А., доктор технічних наук, завідувач кафедри “Будівельне виробництво” Національного університету “Львівська політехніка”;

Толмачев С.М., доктор технічних наук, професор кафедри технології дорожньо-будівельних матеріалів і хімії Харківського національного автомобільно-дорожнього університету.

Дворкін Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В.,

Бордюженко О.М., Кочкарьов Д.В., Філіпчук С.В.,

Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М.

В53 Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони: монографія. – Рівне : НУВГП, 2017. – 331 с.

ISBN

У монографії наведені експериментально-теоретичні обґрунтування можливості виробництва високоміцних швидкотверднучих бетонів і фібробетонів та конструкцій на їх основі. Визначенні основні фізико-механічні властивості та розроблені методики проектування їх складів.

УДК 691.32

ББК 38.33

ISBN

© Дворкін Л.Й., Бабич Є.М. Житковський В.В.,
Бордюженко О.М., Кочкарьов Д.В., Філіпчук С.В.,
Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М., 2017

© НУВГП, 2017



ЗМІСТ

ВСТУП	5
1. ТЕХНОЛОГІЧНІ ПАРАМЕТРИ ОТРИМАННЯ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ	6
1.1. Теоретичні передумови і технологічні шляхи отримання високоміцних бетонів	6
1.1.1. Теоретичні передумови.....	6
1.1.2. Технологічні шляхи отримання високоміцних бетонів	24
1.2. Високоміцні надшвидкотверднучі бетони (ВМШБ).....	43
1.2.1. Цементний камінь і бетон із високою ранньою міцністю....	43
1.2.2. Експериментально-статистичні моделі міцнісних параметрів ВМШБ і проектування їх складів.....	66
1.2.3. Комплексні суперпластифікатори для ВМШБ	76
1.3. Високоміцні бетони з добавкою метакаоліну.....	90
1.3.1. Вплив метакаоліну на властивості бетонних сумішей....	90
1.3.2. Міцність бетонів з добавкою метакаоліну	98
1.3.3. Проектування оптимальних складів бетонних сумішей.....	104
1.4. Високоміцні дрібнозернисті бетони з застосуванням відходів каменеподрібнення.....	108
1.5. Високоміцні бетони на основі композиційних цементів .	121
1.6. Високоміцні бетони на основі малоклінкерного цементу.....	138
1.7. Усадочні деформації високоміцних бетонів та їх морозостійкість.....	149
2. ВИСОКОМІЦНІ ФІБРОБЕТОНИ	155
2.1. Загальна характеристика фібро бетонів	155
2.2. Вплив виду, вмісту сталевोї фібри та способу її введення на міцнісні властивості фібробетонів.....	165
2.2.1. Вибір виду фібри	165
2.2.2. Вплив виду пластифікуючої добавки та типу цементу	179
2.2.3. Вибір оптимального вмісту фібри	182
2.2.4. Вплив способу введення фібри	199
2.3. Властивості фібробетонних сумішей	203
2.4. Особливості структури, деформативність та морозостійкість фібробетонів	218
2.4.1. Пористість та водопоглинання.....	218
2.4.2. Співвідношення міцнісних параметрів важкого та дрібнозернистого бетонів	222



2.4.3. Усадочні деформації	228
2.4.4. Морозостійкість	232
2.4.5. Залишкова міцність на розтяг при згині	238
2.5. Проектування складів високоміцних сталевібробетонів	242
2.6. Покращення властивостей сталевібробетонів за рахунок орієнтування фібри	251
2.7. Фібробетони на основі малоклінкерного шлакопортландцементу (МШПЦ)	260
2.7.1. Технологічні параметри і властивості фібробетонів	260
2.7.2. Розрахунок складів базальтофібробетонів на малоклінкерному шлакопортландцементі	269
3. МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВШБ І ВШФБ ПРИ СТАТИЧНИХ ВИПРОБУВАННЯХ	273
3.1. Експериментальні залежності напруження-деформації для бетонів класів С60... С100	273
3.2. Експериментальні залежності напруження-деформації для високоміцних сталевібробетонів	283
3.3. Особливості механічного стану дрібнозернистого бетону та фібробетону при статичних одноразових навантаженнях	289
3.4. Деформаційні характеристики високоміцних бетонів та фібробетонів	292
4. ДОСЛІДНО-ПРОМИСЛОВИЙ ВИПУСК ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ ТА ФІБРОБЕТОНІВ	302
ЗАКЛЮЧЕННЯ	308
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	314



ВСТУП

Для зведення сучасних фортифікаційних споруд бетон і залізобетон залишаються основними будівельними матеріалами. Розвиток сучасного бетонознавства і технології бетонних та залізобетонних конструкцій відкривають нові можливості для суттєвого підвищення захисної здатності залізобетонних споруд оборонного призначення в умовах дії потужних засобів озброєння.

В даній роботі наведені експериментально-теоретичні обґрунтування можливості в умовах сировинної та бази України організувати виробництво спеціальних високоміцних швидкотверднучих бетонів і фібробетонів та конструкцій на їх основі. Виконаний комплекс досліджень дозволив: розробити методику проектування складів високоміцних швидкотверднучих бетонів і фібробетонів, що мають підвищену динамічну міцність; встановити їх технологічні параметри; розробити методологію проектування залізобетонних конструкцій для відповідних споруд. Показана можливість застосування у запропонованих бетонних і залізобетонних конструкціях характерних для України сировинних матеріалів і модифікуючих компонентів, що пропонуються на ринку. Особлива увага в роботі приділялася забезпеченню ранньої міцності бетонів на протязі 12 год – 1 доба після виготовлення, можливості виготовлення конструкцій при максимальному збереженні енергетичних ресурсів в польових умовах.

Важлива увага приділяється рекомендаціям щодо вдосконалення існуючої нормативної бази, яка стосується технологічних та конструктивних параметрів отримання високоміцних швидкотверднучих бетонів фортифікаційного призначення, фібробетонів на їх основі, розробки залізобетонних конструкцій із підвищеною динамічною міцністю, методології їх проектування. Запропоновані склади бетонів і досліджені конструкції пройшли промислову апробацію.

Робота виконана колективом науковців та інженерно-технічних працівників кафедри технології будівельних виробів та матеріалознавства та кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування.



1. ТЕХНОЛОГІЧНІ ПАРАМЕТРИ ОТРИМАННЯ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ*

1.1. Теоретичні передумови і технологічні шляхи отримання високоміцних бетонів

1.1.1. Теоретичні передумови

Вплив водоцементного відношення. Численними дослідженнями і технологічною практикою доведено, що основним напрямком підвищення міцності бетонів є зниження В/Ц. Цей висновок випливає з відомої фізичної залежності міцності твердих тіл від їх пористості. В загальному вигляді цю залежність можна виразити степеневою функцією:

$$f_{cm} = f_0 (1 - P)^n, \quad (1.1)$$

де P – пористість; n – показник степеня, що враховує особливості структури матеріалів; f_0 – міцність безпористого матеріалу.

При заміні пористості на величину відносної щільності $d = 1 - P$ формула (1.1) набуває виду:

$$f_{cm} = f_0 d^n. \quad (1.2)$$

При розрахунку міцності бетону залежно від відносної щільності цементного тіста в свіжовиготовленій суміші Р. Фере показник n прийняв рівним 2 [1]. У формулі А.Е. Шейкіна, що зв'язує міцність цементного каменю з його відносною щільністю, $n=2,7$ [2]. На думку С.М. Іцковича [3] для матеріалів пористої структури n приблизно дорівнює 2, зернистої 3...6. Є дані про лінійне збільшення n збільшенням розміру пор [4].

Однозначний зв'язок В/Ц з щільністю цементного тіста в бетоні, що характеризується параметром Фере d , знаходиться з умови:

$$\frac{B + V_{ne}}{C} = \frac{1}{d} - 1, \quad (1.3)$$

де V_{ne} – об'єм повітря; B і C – об'єми води і цементу відповідно.

* При підготовці розділу приймали участь к.т.н. Марчук В.В. та к.т.н. Степасюк Ю.О.



Однозначний зв'язок щільності цементного каменю $d_{ц.к}$ з B/C [5] має місце при постійних значеннях ступеня гідратації цементу (α) і його щільності ($\rho_{ц}$):

$$d_{ц.к} = \frac{1 + 0,23\alpha\rho_{ц}}{1 + \rho_{ц}B/C}, \quad (1.4)$$

$$B/C = \frac{1 + 0,23\alpha\rho_{ц} - d_{ц.к}}{d_{ц.к}\rho_{ц}}. \quad (1.5)$$

Виразимо об'єм пор бетону відомою залежністю:

$$V_n = B - 0,23\alpha C. \quad (1.6)$$

Залежність (1.6) передбачає, що використовуються щільні заповнювачі, об'ємом пор яких можна знехтувати. Не враховується також об'єм повітря в бетоні різного походження.

Об'єм гідратованого цементу ($V_{г.ц}$) за Пауерсом [6]:

$$V_{г.ц} = 0,647\alpha C. \quad (1.7)$$

Тоді:

$$B = V_n^{ц.к} + 0,23\alpha C \quad \text{або} \quad B = V_n^{ц.к} + 0,35V_{г.ц}, \quad (1.8)$$

$$C = V_{г.ц} / 0,647\alpha, \quad (1.9)$$

$$B/C = 0,647\alpha \left(\frac{V_n^{ц.к}}{V_{г.ц}} + 0,35 \right), \quad (1.10)$$

де $V_n^{ц.к}$ – об'єм пор цементного каменю.

Таким чином, водоцементне відношення прямо пропорційне відношенню об'єму пор бетону до об'єму гідратованого цементу при постійному значенні α , застосуванні щільних заповнювачів і практичній відсутності залученого або залишкового повітря в бетонній суміші.

Загальне B/C бетону можна уявити [5] сумою:

$$B/C = B_1/C + B_2/C, \quad (1.11)$$

де B_1/C – водоцементне відношення цементного тіста в бетоні, що складається до моменту визначення водопотреби наповнювачів (“справжнє” B/C); B_2/C – водоцементне відношення, обумовлене водою (B_2), іммобілізованою заповнювачами:



$$B_2 / \text{Ц} = \frac{B_n \Pi}{\text{Ц}} + \frac{B_{\text{щ}} \text{Щ}}{\text{Ц}}, \quad (1.12)$$

де B_n і $B_{\text{щ}}$ – водопотреба відповідно дрібного і крупного заповнювачів; Π і Щ – витрати дрібного і крупного заповнювачів.

Складові в рівнянні (1.11) є взаємозалежними, оскільки з одного боку $B_1/\text{Ц}$ залежить від водопотреби заповнювачів, а з іншого – показник водопотреби залежить від співвідношення $B_1/\text{Ц}$ до нормальної густоти цементного тіста $K_{н.г}$.

В одній з наших робіт [7] вивчали порівняльний вплив на міцність бетону при стиску в 28-добовому віці (f_{cm}) $B_1/\text{Ц}$ і $B_2/\text{Ц}$. Для виготовлення бетонної суміші застосовували портландцемент М500 з $K_{н.г}=0,25$, кварцові піски з $M_k=1,7$ та $M_k=2,4$, гранітний щебінь 5...20 мм

$\phi_{n_1}^0 = 0,081$; $B_{n_2}^0 = 0,065$; $B_{\text{щ}}^0 = 0,022$. Готували цементне тісто з різними значеннями $B_1/\text{Ц}$, потім його змішували з заповнювачами та додавали воду відповідно до умови (1.11).

При постійному $B_1/\text{Ц}$ збільшення $B_2/\text{Ц}$ за рахунок переходу на заповнювач з більшою водопотребою при постійній витраті цементу призводить до збільшення загального $B/\text{Ц}$ і зниження міцності. Результати дослідів наведені в табл.1.1.

У найбільшій мірі збільшення $B_2/\text{Ц}$ позначається на міцності бетону при низьких значеннях $B_1/\text{Ц}$ характерних для ВМБ.

Таким чином, правило $B/\text{Ц}$ відображає вплив на міцність важкого бетону не тільки пористості цементного каменю, а й значною мірою якісної характеристики його контактної зони на межі із заповнювачами.

Перші розрахункові залежності для міцності ВМБ були запропоновані Б.Г. Скрамтаєвим та Ю.М. Баженовим, які, грунтуючись на, в цілому, нелінійному характері залежності міцності бетону від $\text{Ц}/B$, після широких експериментальних досліджень запропонували формулу при $\text{Ц}/B \geq 2,5$ [8; 9]:

$$\text{при } \text{Ц}/B \geq 2,5. \quad f_{cm} = A_1 R_c (\text{Ц} / B + 0,5). \quad (1.13)$$



Таблиця 1.1

Вплив B_1/C і B_2/C на міцність бетону
($R_c=52$ МПа, $C=400$ кг/м³, $K_{н.з}=0,25$)

№ з/п	B_1/C	Π , кг/м ³	Π_1 , кг/м ³	B_n	$B_{ц}$	B_2/C	B/C	f_{cm} , МПа
$B_{n_1}^0 = 0,081; B_{ц}^0 = 0,022$								
1	$0,87K_{н.з}$	650	1150	0,027	0,007	0,064	0,283	94,6
2	$K_{н.з}$	700	1100	0,081	0,022	0,202	0,452	53,4
3	$1,1K_{н.з}$	750	1100	0,095	0,028	0,255	0,530	43,3
4	$1,2K_{н.з}$	800	1100	0,110	0,031	0,305	0,605	35,9
5	$1,3K_{н.з}$	800	1100	0,121	0,033	0,333	0,658	31,8
$B_{n_2}^0 = 0,065; B_{ц}^0 = 0,016$								
6	$0,88K_{н.з}$	650	1150	0,019	0,006	0,048	0,267	101,2
7	$K_{н.з}$	700	1100	0,065	0,016	0,158	0,408	60,9
8	$1,1K_{н.з}$	750	1100	0,077	0,024	0,21	0,485	48,7
9	$1,2K_{н.з}$	800	1100	0,081	0,029	0,242	0,552	41,0
10	$1,3K_{н.з}$	800	1100	0,085	0,031	0,255	0,580	38,2

Примітка. B_n^0 і $B_{ц}^0$ – показники водопотреби, знайдені за стандартизованою методикою [10].

Значення коефіцієнта A_1 залежать від якості вихідних матеріалів.

Матеріали для бетону: A_1 ;
високоякісні 0,43;
рядові 0,4;
пониженої якості 0,37.

Шляхом узагальнення довідкових даних виведена єдина формула з усередненими коефіцієнтами:

$$f_{cm} = 0,56R_c(C/B - 0,5) \quad (1.14)$$

Середнє відхилення значень f_{cm}/R_c , визначене за формулами отриманими в різних лабораторіях, і формулою (1.14) складає 12...13%.



В.П. Сізов у всьому діапазоні значень міцності бетону для проектування складів бетону запропонував застосовувати формулу (1.13), при цьому приймати значення коефіцієнта A згідно табл. 1.2 і додатково уточнювати поправками ΔA_i [11].

Таблиця 1.2
Значення коефіцієнта A (за В.П. Сізовим)

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

Поправки ΔA_i враховують:

- показник рухомості OK –
 $\Delta A_1 = -0,0033OK$ (при $OK \leq 2$ см $\Delta A_1 = 0$), (1.15)

- показник жорсткості $Ж$ –
 $\Delta A_1 = 0,0012Ж$ (при $Ж \leq 5$ сек. $\Delta A_1 = 0$), (1.16)

- нормальну густоту цементу $НГ$ –
при $НГ > 27\%$ $\Delta A_2 = -0,0075(НГ - 27)$, (1.17)

- при $НГ < 27\%$ $\Delta A_2 = 0,01(27 - НГ)$, (1.18)

- модуль крупності піску $M_{кр}$ –
 $\Delta A_3 = 0,01(M_{кр} - 3)$, (1.19)

- найбільшу крупність крупного заповнювача

$D_{ц}$ – при $D_{ц} = 10$ мм – $\Delta A_4 = -0,03$; $D_{ц} = 20$ мм – $\Delta A_4 = -0,02$;
 $D_{ц} = 40$ мм – $\Delta A_4 = -0,01$.



При застосуванні кондиційних заповнювачів Л.А. Кайсером та Р.С. Чеховою рекомендовано використовувати у всьому інтервалі Ц/В формулу [12]:

$$f_{cm} = \frac{(2,3R_c + 100) \text{Ц/В} - 80}{10}, \quad (1.20)$$

Дана формула має обмежене застосування і не враховує якості заповнювачів.

Останнім часом, враховуючи результати досліджень високоміцних бетонів для розрахунку їх міцності Ю.М. Баженовим запропонована формула [9]:

$$f_{cm} = KAR_c(\text{Ц/В} - 0,5), \quad (1.21)$$

де K – коефіцієнт, що враховує особливості впливу хімічної добавки на міцність бетону в певному віці.

Приведені формули, розрахунки за якими наведені у табл. 1.3 справедливі для бетонів з помірно жорстких і рухомих бетонних сумішей, вкладених вібрацією, при коефіцієнті ущільнення не нижче 0,98.

Таблица 1.3
Результати розрахунку міцності бетону за різними формулами

Номер формул	Значення Ц/В				
	1,0	1,25	2,0	2,5	3,0
1.13	11	22	33	44	51,8
1.14	11	22	33	42,4	51
1.20	11,2	21	30,4	40	47,3
1.21	11,2	20	29	37	45

Для більш повного врахування факторів, що впливають на міцність бетону, коефіцієнт A можна виразити добутком $pA = A \cdot A_1 A_2 \dots A_n$ – де $A_1 \dots A_n$ – додаткові коефіцієнти, що враховують вплив на міцність бетону температури, тривалості тверднення, добавок та ін.



Роздільна здатність розрахункових формул міцності бетонів суттєво збільшується при використанні “приведеного” C/B [5]:

$$(C/B)_{np} = \frac{V_u + K_{u,e} V_n}{B + \Pi_3 V_3 + V_{ne}}, \quad (1.22)$$

де $K_{u,e}$ – коефіцієнт “цементуючої ефективності” або “цементний еквівалент” мінеральної добавки (наповнювача), що вводиться в бетонну суміш для економії цементу; V_u , V_n , V_{ne} – абсолютні об’єми відповідно цементу, мінерального наповнювача та повітря.

При використанні параметра $(C/B)_{np}$ відкривається можливість розробки досить простих універсальних методик розрахунку складів важких і легких бетонів, що будуються на однакових фізичних передумовах.

Формула міцності бетону залежно від $(C/B)_{np}$ має загальний вид:

$$f_{cm} = pA_i ((C/B)_{np} + \epsilon), \quad (1.23)$$

де pA_i – мультиплікативний коефіцієнт ($pA_i = A_1, A_2, \dots, A_n$), який враховує ряд технологічних факторів, що впливають на міцність бетону при постійному $(C/B)_{np}$, вік бетону, температурно-вологісні умови тверднення та ін.

Застосування “приведеного” C/B є раціональним, особливо, для розрахунку складів бетонів з обмеженою витратою цементу при введенні дисперсних мінеральних добавок. При врахуванні об’єму пор заповнювачів воно є також ефективним для розрахунку складів легких бетонів, а об’єму залученого повітря – бетонів з повітрявтягуючих добавок. При відсутності у бетоні мінеральних добавок формула (1.23) трансформується до формули звичайного виду.

Водопотреба та легкоукладальність. Водопотреба і легкоукладальність – найважливіші взаємопов’язані між собою технологічні властивості бетонних сумішей, які визначають як здатність їх до ущільнення, так і, значною мірою, властивості затверділого бетону.



Не враховуючи кількість гідратної води, яка до затвердіння бетону є незначною, можна записати рівняння водного балансу бетонної суміші:

$$B = XK_{н.г}Ц + K_{з,п}П + K_{з,щ}Щ + B_{погл} + B_{зв}, \quad (1.24)$$

де B – водовміст, обумовлений необхідною легкоукладальністю суміші, $\text{кг}/\text{м}^3$; $Ц$, $П$ і $Щ$ – витрати відповідно цементу, піску і щебеню (гравію), $\text{кг}/\text{м}^3$; $K_{н.г}$, $K_{з,п}$, $K_{з,щ}$ – нормальна густина (у долях одиниці) і коефіцієнти змочування дрібного і крупного заповнювачів; $X = (B/Ц)_m / K_{н.г}$ – відносний показник зволоження цементного тіста в бетонній суміші ($(B/Ц)_m$ – водоцементне відношення цементного тіста); $B_{погл}$ – вода, поглинена порами заповнювачів, $\text{кг}/\text{м}^3$; $B_{зв}$ – вода, механічно утримувана в поровому просторі між зернами заповнювачів, покритими цементним тістом, $\text{кг}/\text{м}^3$.

Мінімально необхідна для сумішей, що формуються, кількість води орієнтовно дорівнює:

$$B_{min} = X_{м.в} K_{н.г} Ц + K_{з,п} П + K_{з,щ} Щ + B_{погл}, \quad (1.25)$$

де $X_{м.в}$ – відносний вологовміст цементного тіста, що відповідає максимальній вологоємності цементу, при якій він практично не містить в комірках між обводненими зернами капілярну вологу ($X_{м.в} \leq 0,876$).

Коефіцієнти змочування $K_{з,п}$ і $K_{з,щ}$ характеризують питому кількість води, утримуваної відповідно дрібним і крупним заповнювачами в плівковому стані на своїй поверхні. Вони залежать від величини поверхневої енергії, крупності і рельєфу поверхні зерен заповнювачів. Запропоновані різні методики визначення коефіцієнтів змочування – випробуванням безпосередньо зволених піску і щебеню (гравію) або цементного розчину (бетону) з визначеною консистенцією цементного тіста. При деякій вологості піску стрибкоподібно змінюється електричний опір, що може свідчити про зменшення енергії зв'язку води з піском після його повного змочування.

За даними М.Г. Елбакідзе та Й.М. Ахвердова [13] коефіцієнт змочування кварцового піску з врахуванням водопоглинання залежно від крупності фракції коливається від 0,72 (5...2,5 мм) до 5,04% (0,3...0,15 мм), гранітного щебеню від



1,21 (5...10 мм) до 0,75% (40...60 мм). Змочування завершується рівновагою, при якому бетонна суміш набуває пухко-землистого стану. При цьому розрахункове B/C такої суміші (при $B_{полз}=0$) дорівнює:

$$(B/C)_0^0 = 0,876K_{н.з} + \frac{K_{з.п}\Pi + K_{з.ц}\Щ}{C}. \quad (1.26)$$

Неважко підрахувати, що значення $(B/C)_0^0 = 0,25...0,35$.

При інтенсивних механічних впливах, наприклад, пресуванні або вібропресуванні, частина води змочування відтискається і $(B/C)_0^0$ зменшується. Величина $X_{м.в}$ при тиску 50 МПа знижується майже до 0,1. В гарячепресованих зразках цементного каменю Рой і Гоуда досягли $B/C=0,093$. За даними Й.М. Ахвердова об'єм води змочування на поверхні заповнювача в міру підвищення тиску пресування може наближатися до адсорбційного. Істотне зменшення $X_{м.в}$ можна досягти і за рахунок застосування ефективних ПАР – суперпластифікаторів. Це доводить практика застосування в бетонах та розчинах в'язучих низької водопотреби, отриманих при спільному помелі клінкера і мінеральних добавок із введенням добавок сухих суперпластифікаторів.

Низькі значення B/C , необхідні для ВМБ раціонально забезпечувати при низьких значеннях водопотреби бетонної суміші.

Спробу розрахунку загальної кількості води, що утримується бетонною сумішшю (B_{ym}) без істотного водовідділення, зробив І.М. Грушко [14]. Ним запропоноване рівняння:

$$B_{ym} = 1,35K_{н.з}C + B_n\Pi + 0,07S_{ц}, \quad (1.27)$$

де $S_{ц}$ – питома поверхня крупного заповнювача, m^2/kg .

Максимально можливу кількість утримуваної бетонною сумішшю води можна представити також у вигляді виразу:

$$B_{ym} = 1,35...1,65 K_{н.з}C + B_n\Pi + B_{ц}\Щ, \quad (1.28)$$



де B_n і $B_{щ}$ – значення водопотреби дрібного і крупного заповнювачів бетону при $X=1,35\dots 1,65$ і використанні цементу з визначеним значенням $K_{нц}$.

З огляду на вирішальний вплив водовмісту на показники легкоукладальності, запропонований ряд відповідних рівнянь. Так В.В. Михайлов [15] запропонував лінійне рівняння, що зв'язує водовміст бетонної суміші (B) і легкоукладальність, оцінювану показником жорсткості (\mathcal{J}):

$$B = 0,5(60 - \mathcal{J}) + B_0, \quad (1.29)$$

де B_0 – водовміст суміші при легкоукладальності 60с (по технічному віскозиметру).

Лінійна залежність запропонована також (І.Д. Запорожець) [16] для зв'язку осадки конуса (OK) і вмісту “вільної” або “мобільної” води в бетонній суміші ($B_в$):

$$OK = nB_в. \quad (1.30)$$

де n – емпіричний коефіцієнт.

Лінійні залежності, однак, справедливі лише у вузьких межах зміни показників легкоукладальності. Вони не враховують правило сталості водопотреби у визначеному діапазоні C/B і постійному показнику легкоукладальності.

І.М. Грушко отримані рівняння водопотреби бетонних сумішей для рухомих (B_0) і жорстких (B_0^I) бетонних сумішей з урахуванням питомої поверхні щебеню ($S_{щ}$, m^2/m^3), водопотреби піску (B_n^0) за методикою Ю.М. Баженова і нормальної густоти цементу (НГ, %) [9; 14]:

$$B_0 = 60 + 4 OK + 0,07S_{щ} + 5B_n^0 + 1,5НГ; \quad (1.31)$$

$$B_0^I = (60 + 0,07S_{щ} + 5B_n^0) \frac{1,38}{\sqrt[3]{\mathcal{J}}}. \quad (1.32)$$

Питому поверхню в m^2 на $1 m^3$ крупного заповнювача, ущільненого протягом хвилини на стандартному вібростолі ($S_{щ}$), пропонується обчислювати за формулою:

$$S_{щ} = K \frac{\rho_{н.щ}}{\rho_{щ}} (a_{40} + 2a_{20} + 4a_{10} + 8a_5), \quad (1.33)$$



де K – коефіцієнт, який характеризує вплив форми зерен щебеню або гравію. При вмісті зерен лещадної форми в щебені менше 15% $K=1,5$, менше 30% $K=1,6$, більше 30% $K=1,7$. Для гравію $K=1,0...1,25$; $\rho_{н.ц}$ і $\rho_{ц}$ – відповідно насипна і істинна густина крупного заповнювача; $a_{40}, a_{20}, a_{10}, a_5$ – часткові залишки на ситах 40, 20, 10 і 5 мм.

Навряд чи можна вважати виправданим вибір у залежностях (1.31 і 1.32) різних параметрів якості піску і щебеню, які характеризують їх водопотребу. Залежності (1.31 і 1.32) не прогнозують водопотребу бетонних сумішей за межами правила сталості водопотреби.

У практиці проектування складів важких бетонів поряд із методикою призначення витрати води Ю.М. Баженова і Б.Г. Скрамтаєва широко використовується методика В.П. Сизова, яка відрізняється, в основному, використанням більш розвиненої системи поправок до базової витрати води, яка також знаходиться в залежності від осадки конуса або жорсткості і найбільшої крупності заповнювача [8; 11]. Базові значення витрати води (табл. 1.4) за двома рекомендованими методиками при приведенні їх до одного виду і однакової водопотребі заповнювачів практично збігаються.

Аналіз численних експериментальних даних показує, що водопотреба бетонної суміші (B_0) пов'язана з показниками легкоукладальності (осадкою конуса або жорсткістю) і розміром крупного заповнювача квадратичною поліноміальною функцією.

При зміні осадки конуса в межах $OK=0...20$ см, жорсткості від 4 до 30 с (стандартним способом) і максимальної крупності заповнювача від 5 до 80 мм водопотреба може бути обчислена за рівняннями:

$$B_0=176-0,8D_{ц}+6,1OK+0,0029D_{ц}^2-0,14OK^2; \quad (1.34)$$

$$B_0=197-0,91D_{ц}-1,12Ж+0,0026D_{ц}^2-0,0047Ж^2, \quad (1.35)$$

де $D_{ц}$ – найбільша крупність щебеню, мм.



Таблиця 1.4

Поправки для коригування водопотреби бетонної суміші

№	Фактори, які враховуються	Поправки ΔB , л/м ³
I. Порода і вид крупного заповнювача		
1	Щебінь із метаморфічних і осадових порід із межею міцності 40...80 МПа	$\Delta B_1 = B_0 + (4...13)$
2	Гірський гравій	$\Delta B_2 = B_0 - (5...10)$
3	Морський і річковий гравій	$\Delta B_3 = B_0 - (9...15)$
4	Щебінь із порід каменю з гладкою поверхнею зламу (діабаз, базальт і ін.)	$\Delta B_4 = B_0 - 3$
5	Промитий щебінь	$\Delta B_5 = B_0 - 6$
6	Вміст у щебені мулу і пилу в % понад 1% (X_1) і часток менше 5 мм (X_2) понад 5%	$\Delta B_6' = B_0 + X_1$ $\Delta B_6'' = B_0 + 2X_2$
II. Крупність і забрудненість піску		
7	Зміна модуля крупності піску на кожні 0,5 менше 3(X_3) більше 3(X_4)	$\Delta B_7 = B_0 + (3...5)X_3$ $\Delta B_7' = B_0 - (3...5)X_4$
8	Пісок із гладкою добре окатаною поверхнею	$\Delta B_8 = B_0 - 4$
9	Пісок промитий	$\Delta B_9 = B_0 - 7$
10	Збільшення вмісту в піску мулу і пилу на кожний % понад 3%(X_5)	$\Delta B_{10} = B_0 + 2X_5$
11	Зміна нормальної густоти цементного тіста у % більше 28%(X_6) менше 28%(X_7)	$\Delta B_{11} = B_0 + 4X_6$ $\Delta B_{11}' = B_0 - 4X_7$



продовження табл. 1.4

12.	Зміна витрати цементу на кожні 10 кг понад 350 кг/м ³ (X_7)	$\Delta B_{12}=B_0+X_7$
III. Температура бетонної суміші, °C		
	5	$\Delta B_{13}=B_0-5$
	10	$\Delta B_{13}=B_0-4$
	15	$\Delta B_{13}=B_0-2$
	25	$\Delta B_{13}=B_0+3$
	30	$\Delta B_{13}=B_0+7$
	35	$\Delta B_{13}=B_0+11$

Примітка. B_0 – розрахункова витрата води без поправок.

Для врахування особливостей вихідних матеріалів, витрати цементу і температури бетонної суміші розрахункові значення B_0 можна коригувати за відомими рекомендаціями (табл. 1.4).

У розрахунок водопотреби при наявності відповідного експериментального матеріалу можна ввести й інші поправки, однак прагнення врахувати вплив усіх факторів на водопотребу, як і складу, непродуктивне. Остаточна корекція дійсно необхідної витрати води для досягнення заданого показника легкоукладальності повинна виконуватись в процесі виробничої адаптації складів. Задача розрахунку витрати води полягає у врахуванні ефекту впливу пластифікуючих добавок, якщо такі вводяться. У табл. 1.5 наведені значення поправочних коефіцієнтів до розрахункового водовмісту бетонних сумішей, отриманих на рядових матеріалах, при введенні двох характерних пластифікуючих добавок за нашими експериментальними даними.

Для визначення зміни водопотреби бетонних сумішей за межами правила сталості водопотреби можна збільшення водопотреби ΔB знаходити за емпіричною формулою:

$$\Delta B = \left(C / B - \frac{1}{1,68 K_{н.2}} \right) \left(\frac{B_0}{100} \right)^{5,5}. \quad (1.36)$$



Таблиця 1.5

Поправочні коефіцієнти при використанні
пластифікуючих добавок

Рухомість, см	Жорст- кість, с	Цементно-водне відношення				
		1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
-	30...50	<u>0,96</u>	<u>0,95</u>	<u>0,94</u>	<u>0,93</u>	<u>0,92</u>
		0,88	0,85	0,83	0,81	0,80
1...4	-	<u>0,93</u>	<u>0,92</u>	<u>0,92</u>	<u>0,92</u>	<u>0,91</u>
		0,86	0,84	0,82	0,80	0,79
5...9	-	<u>0,91</u>	<u>0,91</u>	<u>0,90</u>	<u>0,90</u>	<u>0,89</u>
		0,82	0,80	0,79	0,78	0,77
10...16		<u>0,90</u>	<u>0,89</u>	<u>0,88</u>	<u>0,87</u>	<u>0,87</u>
		0,80	0,78	0,77	0,76	0,75

Примітка. У чисельнику наведені значення при застосуванні добавок типу ЛСТ в кількості 0,25% від маси цементу, у знаменнику – С-3 в кількості 0,7% від маси цементу.

Застосування рівнянь (1.34, 1.35) разом із формулою (1.36) дозволяє більш обґрунтовано оцінити водопотребу бетонних сумішей у всьому діапазоні можливих складів і після розрахунку Ц/В знаходити необхідну витрату води.

Вплив співвідношення заповнювачів бетону. Один з важливих якісних показників заповнювачів є їх зерновий (гранулометричний) склад. Перші роботи з проектування зернового складу заповнювачів бетонів були спрямовані на забезпечення мінімальної пористості сумішей зерен різної форми і крупності.

При відомих значеннях насипної густини заповнювача (ρ_n) і густини його зерен (ρ_z) розрахункове значення пористості (P^0):

$$P^0 = \left(1 - \frac{\rho_n}{\rho_z} \right). \quad (1.37)$$

При змішуванні заповнювачів розрахункове значення пористості можна визначити за формулою:



$$P^0 = 1 - \frac{\rho_n^{cm}}{m^{cm}} \left[V_1(1 - P_1^0) + V_2(1 - P_2^0) + \dots + V_n(1 - P_n^0) \right], \quad (1.38)$$

де m^{cm} і ρ_n^{cm} – маса суміші заповнювачів та її насипна густина;
 V_1, V_2, \dots, V_n – насипні об'єми фракцій, що змішуються;
 $P_1^0, P_2^0, \dots, P_n^0$, – пустотність фракцій заповнювачів, що змішуються.

На практиці найбільш і найменш щільні укладки зерен малоймовірні. Значення пустотності зростають із збільшенням лещадності зерен, особливо при застосуванні зерен подовженої форми.

Сформувався два підходи для забезпечення щільних сумішей зерен заповнювачів: вибір переривчастого або безперервного їх складу.

Прибічники переривчастої гранулометрії суміші заповнювачів виходять із геометричних закономірностей укладки зернистих матеріалів.

Хоча переривчастий зерновий склад і забезпечує меншу пустотність суміші зерен, більшість дослідників віддає перевагу безперервному зерновому складу заповнювачів бетонних сумішей. Це пояснюється необхідністю при однаковій рухомості бетонних сумішей в останньому випадку меншого об'єму дрібних фракцій і відповідно витрати цементу на обмазку зерен. Крім того, суміші з безперервним зерновим складом менше схильні до розшарування.

Для вибору безперервного зернового складу заповнювачів запропоновані різні “ідеальні” криві просіювання, з яких найбільшу популярність одержали криві Фулера, Боломея і Гуммеля, які виражаються досить близькими формулами.

Для реальних заповнювачів зерновий склад завжди відхиляється від ідеальної кривої, тому в стандартах, що визначають вимоги до крупного і дрібного заповнювачів, вказують рекомендовану область зернових складів, вихід за межі яких приводить до істотної перевитрати цементу.

Для пластичних бетонних сумішей істотний вплив на оптимальне співвідношення фракцій заповнювача чинять



товщина і консистенція прошарку цементного тіста, які змінюються залежно від заданих значень властивостей бетонної суміші і бетону. З позицій мінімізації витрати цементу важливо, щоб при цьому склад заповнювача забезпечував мінімально можливу пустотність при найменшій сумарній поверхні.

Необхідний об'єм цементного тіста при одержанні щільного бетону:

$$V_{ц.м} = \Pi_a^0 V_3 + \delta U_3 V_3 + V_{не}, \quad (1.39)$$

де Π_a^0 і U_3 – пустотність (за абсолютним об'ємом) і питома поверхня заповнювача; V_3 – абсолютний об'єм заповнювача; $V_{не}$ – об'єм повітря; δ – товщина шару цементного тіста.

Задача вибору оптимального співвідношення заповнювачів в бетонній суміші перетерпіла згодом визначену еволюцію. Спочатку вона зводилася до експериментального визначення найбільш щільної суміші піску і щебеню. Однак потім багатьма дослідниками було доведено, що зі зміною об'ємного співвідношення дрібного і крупного заповнювачів при постійному об'ємі цементного тіста можна досягати найкращої легкоукладальності або при постійній рухомості (жорсткості) бетонної суміші найбільшої міцності бетону і при цьому оптимальне значення об'ємного співвідношення заповнювачів, як правило, не збігається зі співвідношенням, що забезпечує мінімальну пустотність їх суміші.

На даний час існують достатньо апробовані рекомендації з призначення, частки піску в суміші дрібного і крупного заповнювача, встановлені емпірично зазвичай з умови досягнення найкращої легкоукладальності бетонної суміші при заданому об'ємі цементного тіста і V/C .

В.Н. Шмигальським було встановлено “правило сталості консистенції”, відповідно до якого при заданих V/C і якості компонентів легкоукладальність (консистенція) суміші зі зміною величини γ практично не змінюється, якщо умовна товщина оболонки цементного тіста на зернах заповнювача δ зберігається постійної. Ґрунтуючись на даному правилі, він



одержав розрахункову залежність для визначення оптимального значення $r(r_o)$

$$r_o = (1 - \delta U_m) r_m, \quad (1.40)$$

де U_m – поверхня суміші заповнювачів при їх співвідношенні r_m , що забезпечує мінімальну пустотність.

Очевидно при $\delta \rightarrow 0$ $r_o \rightarrow r_m$, у всіх інших випадках $r_o \neq r_m$.

Як наслідок правила сталості консистенції бетонних сумішей можна розглядати *правило оптимального вмісту піску*. Для більшості складів бетонних сумішей оптимальний вміст піску в суміші заповнювачів (r_o) знаходиться з умови: $r \rightarrow r_o$ при $V_{u,m} = \text{const}$, якщо в'язкість бетонної суміші $\eta_{\sigma,c} \rightarrow \text{min}$. При цьому відповідно мінімізується водовміст.

Вплив ступеня гідратації цементу. Вже перші залежності для міцності цементного каменю і бетону враховували вплив ступеня гідратації цементу, зокрема вперше Пауерс запропонував параметр X , з яким однозначно пов'язана міцність цементного каменю:

$$X = \frac{K_2 V_{n,c} \alpha}{V_{n,c} \alpha + B / \rho_c} \approx \frac{0,47\alpha}{0,319\alpha + B / \rho_c}, \quad (1.41)$$

де $K_2 = 2,09 \dots 2,2$ – коефіцієнт збільшення об'єму продуктів гідратації (гелю); $V_{n,c}$ – питомий об'єм цементу ($V_{n,c} = 1/\rho_c = 0,319 \text{ см}^3/\text{г}$ – величина зворотна густині цементу (ρ_c); α – частина цементу, що пройшла гідратацію (ступінь гідратації).

Висновок Пауерса підтверджений багатьма дослідниками. Як показали наші дослідження, проведені раніше, ступінь гідратації цементу можна знайти за емпіричною формулою [6]:

$$\alpha = \sqrt{\frac{R_u}{165}}. \quad (1.42)$$

Спільність залежності (1.42) перевірена за відомими літературними даними. У табл. 1.6 наведені дані С.Д. Окоркова і А.В. Волженського [17; 18] зі зміною R_u і ступеня гідратації портландцементу в часі і проведено їх зіставлення за формулою (1.42).



Як видно з табл. 1.6, похибка при використанні формули (1.38) невелика, тим більше, якщо врахувати, що експериментально R_c і α визначали на різних цементях, загальним у яких було лише підвищений вміст фази аліту.

Таблиця 1.6

Порівняння розрахункових і експериментальних значень ступеня гідратації портландцементу

Технічні характеристики	Строки тверднення τ , доба			
	3	7	28	90
Границя міцності на стиск, R_c МПа	13,8	23,8	34,6	38,3
Експериментальні значення α_e	0,31	0,35	0,43	0,51
Розрахункове значення α_p	0,289	0,380	0,457	0,482
Відносна похибка $\frac{\alpha_e - \alpha_p}{\alpha_e} \cdot 100$	6,7	-8,9	6,3	-5,5

Ступінь гідратації цементу рядового хіміко-мінералогічного складу пропонується також розраховувати за допомогою емпіричного рівняння:

$$\alpha = k \lg \tau - B, \quad (1.43)$$

де k – константа швидкості реакції; B – константа, яка відображає тривалість індукційного періоду гідратації.

З врахуванням впливу температурних умов тверднення:

$$\alpha = (0,93 T - 251) \lg \tau - 25,7 / T^{10,6}, \quad (1.44)$$

де T – абсолютна температура, К.

Наприклад, при 28-добовому твердненні цементу і температурі 20° С ($T=293$ ° К) ступінь гідратації, розрахована за формулою (1.44), становить $\alpha=0,311$.



За даними табл. 1.6 ступінь гідратації портландцементу знаходиться в межах 0,43...0,55, що краще відповідає відомим даним [17].

Таким чином, сучасний стан бетонознавства пропонує певну систему розрахункових залежностей, що дозволяють врахувати вплив основних структуроутворюючих факторів на основні параметри складу бетонних сумішей, водопотребу та водоцементне відношення, але при застосуванні полікомпонентних бетонних сумішей і необхідності врахування конкретних особливостей вихідних компонентів і технологічних параметрів ці розрахункові залежності необхідно модифікувати. Ефективним представляється також застосування експериментально-статистичних моделей для створення розрахункових залежностей, що враховують вплив технологічних факторів в певних умовах з урахуванням особливостей поставлених задач.

1.1.2. Теоретичні шляхи отримання високоміцних бетонів

У ХХІ ст. бетон увійшов як основний будівельний матеріал, який значною мірою визначає рівень сучасної цивілізації. Світовий обсяг застосування бетону перевищив 2 млрд.м³. Переваги бетону – необмежена сировинна база і порівняно низька вартість, екологічність, можливість застосування в різних експлуатаційних умовах і досягнення високої архітектурно-будівельної виразності, доступність технології та можливість забезпечення високого рівня механізації і автоматизації технологічних процесів – обумовлюють привабливість цього матеріалу і його провідні позиції на доступну для огляду перспективу. Номенклатура бетонів, що використовуються в сучасному будівництві, надзвичайно широка і постійно розширюється. Цьому значною мірою сприяє науково-технічний прогрес в технології в'язучих матеріалів, заповнювачів і різноманітних добавок до бетону.

За останні десятиліття в технології як конструкційних, так і спеціальних бетонів все ширше застосовують високоякісні бетони нового покоління (High Performance Concrete – HPC)[19].



Ці бетони отримують на основі бетонних сумішей високої рухомості, міцності, як в проектному, так і в ранньому віці, що характеризується стабільністю об'єму, низькою стиранистю, високою непроникністю, хімічною стійкістю, морозостійкістю, бактерицидністю, фунгіцидністю і іншими характеристиками, які відповідають національним і міжнародним стандартам. В даний час активно впроваджується технологія різних різновидів НРС – самоущільнюючих бетонів (Self Compacted Concrete – SCC), реакційно-порошкових бетонів (Reactive Powder Concrete - RPC), високоміцних фібробетонів (High Performance Fiber Reinforced Concrete) і ін. Створення таких бетонів з комплексом унікальних властивостей стало можливим завдяки прогресивним технологічним рішенням і, в першу чергу, використанню сучасних органічних та мінеральних модифікаторів, до складу яких входять суперпластифікатори, високоактивні мінеральні та інші добавки.

До нашого часу немає єдиного визначення для бетонів, які можна віднести до високоміцних. Умовна межа між бетонами рядової і високої міцності змінюється в міру розвитку технології бетону. У 50-х роках минулого сторіччя до високоміцних відносили бетони класів C25...C40 (M300...M500), у 60-х вище C50...C60. 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 C115. 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 монолітних каркасів висотних будинків, мостів, морських платформ, віброгідропресованих труб. В лабораторних умовах отримані бетони міцністю до 200 МПа і вище.

Досягнення високої міцності важкого бетону можливе шляхом підвищення щільності і міцності цементного каменю



(когезійний фактор) і міцності контактної зони (адгезійний фактор) [5].

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'язучих та високоякісних заповнювачів;

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

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

Високоміцні цементы та заповнювачі. Розроблено чотири основних напрямки отримання ВМЦ і ШТЦ [5]:

- послідовна оптимізація всіх переділів виробництва цементу при суворій регламентації технологічних параметрів;

- зміна складу клінкерних мінералів, їх легування шляхом введення в сировинну суміш спеціальних добавок;

- введення в цемент спеціальних кристалізаційних добавок (затравок);

- синтез змішаних цементів, кожен з компонентів яких зміцнює елементи структури гідратаційного твердіння інших компонентів.

Для отримання ВМЦ і ШТЦ велике значення має тонкий помел і висока гомогенність сировинної суміші, сильний і рівномірний випал клінкеру, правильний підбір виду і зольності палива, різке охолодження клінкеру. Велике значення для активності клінкеру має також його мікроструктура. Цемент покращеної якості отримують переважно при чіткій правильній кристалізації аліту, що характерно для так званої монодоластичної структури, яка утворюється при оптимальних умовах випалювання. Рання міцність портландцементу визначається вмістом зерен менше 10 мкм, а більш пізня – до 30 мкм. ВШТЦ і ВМЦ вміст фракцій цементу розміром менше 30 мкм повинен складати не менше 65...75%, залежно від марки портландцементу він може досягати 80%.



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

Рекомендований [5] зерновий склад високоміцних цементів і ОШТЦ, згідно даних НДІ цементу, наведений в табл. 1.7.

Таблиця 1.7
Зерновий склад особливо швидкотверднучих (ОШТЦ) і високоміцних (ВМЦ) цементів

Цемент марки	Питома поверхня, м ² /кг	Вміст частинок, % (розмір частинок в мкм)			
		<5	5-30	30	>60
М600	близько 300	5-12	30-50	30-45	5
ОШТЦ	370-400	20-28	45-70	11-25	6
ВМЦ М700	320-400	15-25	45-70	20-35	10
ВМЦ М800	близько 600	15-30	55-75	3-25	1

Дослідження показали, що при підвищенні питомої поверхні цементу з 200 до 600 м²/кг при оптимальному вмісті гіпсу для кожного рівня дисперсності ступінь гідратації та міцність в 1...3 добовому віці зростають, в 28-добовому віці міцність збільшується лише до певної границі, а потім знижується.

Забезпечення необхідного зернового складу ШТЦ і ВМЦ можливе при помелі в млинах, що працюють в замкнутому циклі. При цьому, однак, має місце суттєве (до 40...50%) зниження продуктивності мелючих агрегатів.

У ряді країн розроблені надшвидкотвердіючі цементи, що дають можливість вже через 2...6 год після замішування досягти міцність при стиску 5...20 МПа, а в 28 діб 70...80 МПа і більше [5]. До таких цементів можна віднести фтормісткий надшвидкотвердіючий портландцемент. В якості сировинних матеріалів для нього використовуються вапняк, шлаки



вторинної переплавки алюмінію, фторид кальцію і спеціальна добавка для утримання фтору в клінкері. Цемент, модифікований фтором, досягає через 6 год нормального тверднення міцності на стиск 5...8 МПа. Застосування фтормісткого цементу дає можливість забезпечити при виробництві залізобетонних виробів необхідну розпалубочну міцність вже через 1 год теплової обробки.

Перспективним способом отримання надшвидкотвердіючих цементів є введення у склад сировинних сумішей сульфатів кальцію в кількості близько 10%. Утворені при випалюванні сульфоалюмінати кальцію надають цементу здатність до швидкого тверднення, високу гідравлічну активність. Сировинним компонентом для виробництва клінкеру такого цементу можуть бути фосфогіпс та інші промислові відходи [5].

До перспективних видів в'язучих для високоміцних бетонів можна віднести в'язучі низької водопотреби (ВНВ) і тонкомелені багатокомпонентні цементы (ТБЦ). Розвиток теоретичних уявлень про цементы з мінеральними добавками і добавками ПАР, розробка ефективних суперпластифікаторів цементних систем дали можливість запропонувати змішані в'язучі нового покоління, які характеризуються низькою водопотребою і високою міцністю при порівняно низькому масовому співвідношенні клінкерної складової і мінеральних добавок [5].

В'язучі низької водопотреби (ВНВ) отримують сумісним тонким помелом клінкеру або готового портландцементу і активних мінеральних добавок у присутності порошкоподібного суперпластифікатора. Відмінними особливостями ВНВ є висока дисперсність ($S_{num}=400...500 \text{ м}^2/\text{кг}$), низька водопотреба (нормальна густина до 18%), висока активність (до 100 МПа і вище) [20].

При тонкому помелі в'язучого має місце механо-хімічна активація, внаслідок якої збільшується число активних центрів і нових вільних валентностей в одиниці об'єму клінкеру і зернах мінерального наповнювача, стає можливим утворення органо-мінеральних комплексів між тонкодисперсними мінералами і



молекулами суперпластифікатора. В результаті різко збільшується пластифікуючий ефект добавок, міцність в'язучого зростає на 2...3 марки [5]. Виробництво ВНВ в Україні освоєно поки що в дослідному порядку.

Тонкомелені багатокомпонентні цементи (ТБЦ) – гідравлічні в'язучі речовини, отримані сумісним тонким помелом портландцементного клінкеру чи портландцементу й активних або інертних мінеральних добавок. Сумарний масовий вміст добавок у цементах даного виду може складати 20...50% і більше. Оптимальна дисперсність ТБЦ складає в середньому $450 \text{ м}^2/\text{кг}$ [5]. Подальше збільшення тонкості помелу з урахуванням різко зростаючих енергозатрат і незначного підвищення міцності в'язучого є недоцільним.

Виробництво тонкомелених багатокомпонентних цементів може бути організоване як на цементних заводах, так і на підприємствах будіндустрії із застосуванням кульових, струменевих млинів або вібромлинів.

ТБЦ застосовують у бетонних сумішах і розчинах при введенні з водою замішування суперпластифікуючих добавок [21]. При цьому, враховуючи значну кількість мінеральних добавок, вміст суперпластифікаторів відповідно зростає у порівнянні з необхідним для чистоклінкерних портландцементів.

Поряд зі спеціальними високоміцними швидкотверднучими цементами технологія яких апробована на цементних заводах, але не впроваджена в достатній мірі, враховуючи недостатню потребу в будівельній індустрії для отримання високоміцного бетону, можуть використовуватися цементи загально-будівельного 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. Для менш відповідальних бетонів густина зерен крупного заповнювача повинна бути не нижче $2,3 \text{ г/см}^3$, а водопоглинання не більше 0,8% для заповнювача з вивержених і метаморфічних порід і 2% – осадових порід [5]. Істинна густина порід, які використовуються для заповнювачів важких бетонів, що характеризує їх масу в одиниці об'єму в абсолютно щільному стані, змінюється у вузьких межах (табл. 1.8) і враховується при розрахунках їх пористості і складів бетонних сумішей.

Таблиця 1.8
Базові властивості будівельних гірських порід

Породи	Істинна густина, г/см^3	Границя міцності при стиску, МПа	Модуль пружності, 10^4 МПа	Моро-зостійкість, цикли
Вивержені інтрузивні: граніти габро	2,53...2,7	100...260	5...8	100...300
	2,85...3,05	100...350	9...11	100...300
еффузивні: порфіри базальти	2,54...2,66	60...150	6...8	50...200
	2,22...3,07	110...500	8...8,3	50...200
метаморфічні: гнейси кварцити	2,0...2,5	10...200	6...7	25...200
	2,55...2,7	100...250	7...9	100...300
осадові: карбонатні пісковики	1,7...2,7	5...200	0,2...9	до 300
	2,0...2,5	10...250	1,4...5	15...300



Середня густина гірських порід залежить від їх пористості і змінюється в широких межах. Цей показник для гірських порід певного мінерального складу і структури може служити непрямою характеристикою їх міцності і довговічності. Пористість вивержених порід зазвичай не перевищує 1,5%, осадових особливо карбонатних порід досягає 40%. Для виробництва щебеню, який застосовується у важкому бетоні, використовують карбонатні породи, пористість яких знаходиться зазвичай в діапазоні 5...15%. Відкриту пористість гірських порід характеризує їх водопоглинання. Водопоглинання вивержених порід, що не зазнали процесів вивітрювання, зазвичай не перевищує 0,7%, а у осадових воно досягає 10% і більше.

При приготуванні бетонної суміші крупний заповнювач застосовують у вигляді окремо дозованих фракцій: 5...10 (3...10); 10...20; 20...40; 40...80; 80...120 мм. Допускається також застосування крупних заповнювачів у вигляді суміші суміжних фракцій. Фракція 3...10 мм застосовується в разі використання як дрібний заповнювач пісків з модулем крупності не більше 2,5. При будівництві масивних гідротехнічних споруд допускається застосування щебеню і гравію розміром від 120 до 150 мм і понад 150 мм, що вводяться безпосередньо в блок при укладанні бетонної суміші. Вміст окремих фракцій у крупному заповнювачі в складі бетону встановлюється з умови досягнення його найбільшої щільності і знаходиться в межах, встановлених табл. 1.9. На якість наповнювачів 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.



Таблиця 1.9

Рекомендований склад суміші фракцій
крупного заповнювача

Найбільша крупність заповню- вача, мм	Вміст фракцій у крупному заповнювачі, %				
	від 5 (3) до 10мм	>10 до 20 мм	>20 до 40 мм	>40 до 80 мм	>80 до 120 мм
10	100	-	-	-	-
20	25...40	40...75	-	-	-
40	15...25	20...35	40...65	-	-
80	10...20	15...25	20...35	35...55	-
120	5...10	10...20	15...25	20...30	30...40

Для звичайного важкого бетону при встановленні допустимої кількості пилоподібних і глинистих домішок у крупному заповнювачі враховується вид гірської породи: для вивержених і метаморфічних порід в бетонах всіх класів – не більше 1%, осадових порід для бетонів класів С22,5 і вище – 2%, С20 і нижче – 3% за масою.

Морозостійкість крупних заповнювачів для всіх видів важких бетонів не може бути нижче нормованої марки бетону за морозостійкістю. Необхідна морозостійкість щебеню та гравію нормується з урахуванням середньомісячної температури найбільш холодного місяця в році. Якщо остання коливається від 0 до -10°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 - більший 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, сульфід, сульфат; магнетит, гідроксиди заліза. Міцність і довговічність бетону зменшують такі домішки в заповнювачах як вугілля, графіт, горючі сланці, апатит, нефелін, фосфорит. Деякі домішки, які містять водорозчинні хлориди, сірку, сульфід і сульфат, можуть викликати корозію арматури в бетоні.

Шляхи зниження V/C . Як відомо основною закономірністю що визначає міцність бетону є закон (правило) водоцементного відношення.

Вплив V/C на міцність бетону відображається у відомих розрахункових залежностях, які були розраховані різними авторами. З них найбільшого поширення набули відомі формули, запропоновані Б.Г. Скрамтаєвим, Ю.М. Баженовим [5; 9]. Відомі також формули, що запропоновані І.М. Ахвердовим, В.Н. Шмигальським, В.П. Сизовим та іншими авторами [11; 13].

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. 1.10).

Радикальним способом зменшення V/C без істотного погіршення легкоукладальності бетонної суміші є введення добавок суперпластифікаторів (СП). На відміну від звичайних



пластифікаторів, що знижують витрату води до 10...15%, СП дозволяють скорочувати витрати води на 20...30% і більш і відповідно збільшувати міцність бетонів.

Таблиця 1.10

Класифікація пластифікаторів бетонних сумішей

Категорія	Найменування	Збільшення ОК 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 сумішей з ОК > 20 см (литі бетони) при помірному водовмісті, високоміцні бетони на звичайних портландцементях і заповнювачах з низькою проникністю, високою корозійною стійкістю і т.д.

Введення СП є в даний час обов'язковою умовою виробництва високоякісних, високотехнологічних бетонів НРС.

Прийнята в даний час класифікація суперпластифікаторів (табл. 1.11) 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.

Широко поширений СП "Розріджувач С-3" належить до групи СП нафталінформальдегідного типу (НФ). Його виготовляють як у виді 20...40%-них розчинів, так і порошку.



При дозуванні добавки 0,5...1% маси цементу він дозволяє збільшити рухливість бетонної суміші від 2...4 см до 20...22 см. В умовах рівної рухливості сумішей бетони із СП С-3 в результаті зменшення V/C мають міцність у віці 28 діб на 30...50% вище, ніж бетони без добавки. При цьому істотно зростають щільність і водонепроникність, покращується ряд інших властивостей бетону.

Таблиця 1.11

Класифікація суперпластифікаторів

Позначення	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 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 тепловологісній обробці бетону в індустрії збірного



залізобетону.

Поряд із ефективними пластифікаторами нового покоління представляють інтерес і комплексні добавки, які поряд із суперпластифікаторами містять відомі і значно більш дешеві добавки з меншим пластифікуючим ефектом (наприклад технічні лігносульфонати (ЛСТ)).

Також ефективним способом зниження V/C і отримання високоміцних бетонів є зниження водовмісту і перехід до жорстких та наджорстких бетонних сумішей. При цьому застосування силових методів ущільнення, таких як пресування чи вібропресування дозволяє отримувати бетони підвищеної щільності та міцності.

Регулювання процесів гідратації та структуроутворення може досягатись комплексом заходів, що включають регулювання тонкості помелу цементу, введення добавок-прискорювачів, введення вискодисперсних 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. Поширена в СНД класифікація пропонує виділяти 4 класи добавок-модифікаторів: 1-ий – регулятори реологічних властивостей бетонних сумішей, їхньої здатності до збереження у часі; 2-ий – регулятори тужавлення і твердіння бетонних сумішей, кінетики їхнього тепловиділення; 3-ій – регулятори пористості бетону, що забезпечують його корозійну стійкість, морозостійкість, водонепроникність; 4-ий – що додають бетону спеціальні властивості, (гідрофобні, електропровідні, біоцидні і т.д.).



Інша класифікація добавок за основним технологічним ефектом запропонована Асоціацією стандартизації й випробувань матеріалів (ASTM) (табл. 1.12).

Таблиця 1.12

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

На даний час досліджена велика група хімічних речовин, 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.

В останні роки встановлена прискорююча дія на твердіння цементу тіосульфату і роданіду натрію ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ і NaSCH), що подібна з дією CaCl_2 . Міцність бетону в ранні терміни твердіння зростає пропорційно концентрації цих добавок. Добавки тіосульфату і роданіду натрію не викликають корозії арматури в залізобетоні. Як тіосульфат, так і роданід натрію є порівняно дорогими добавками, тому практичний інтерес представляють суміші цих солей на базі промислових відходів, зокрема



переробки коксового газу. Ці суміші в Україні виготовляються як добавки системи “Релаксол”.

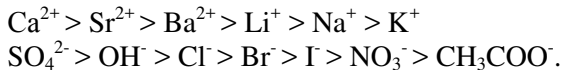
В європейських нормах (EN934-2) хімічні добавки пропонується розділяти як в залежності від технологічного ефекту, так і призначення.

Прагнення до універсалізації дії добавок і підсилення їхнього технічного ефекту зумовили широке поширення комплексних (композиційних) добавок. Комплексні добавки можна розділити на дві категорії. Перші представлені сумішами добавок, що належать до одного класу, а другі – до різних класів.

Всі комплексні поліфункціональні модифікатори (ПФМ) можна розділити на чотири групи: I – суміші електролітів; II – суміші ПАР; III – суміші електролітів і ПАР; IV – суміші хімічних і мінеральних добавок.

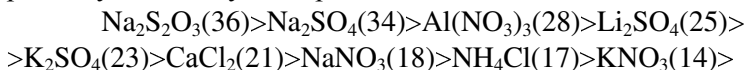
В групу прискорювачів твердіння входять, як правило, солі-електроліти. Прискорення твердіння портландцементу викликається в основному прискоренням гідратації алітової фази.

За даними В.С. Рамачандрана, за прискорюючим впливом на гідратацію C_3S катіони й аніони розташовуються в ряди:



Хімічні добавки - прискорювачі вводять для підвищення ранньої міцності бетону, зменшення витрати цементу, скорочення часу теплової обробки виробів, зниження температури прогрівання і часу попереднього витримання. Ефективність введення прискорювачів твердіння тим вища, чим коротший цикл тепловологісної обробки, нижче марка цементу і клас бетону, температура ізотермічного прогріву.

За даними В.В.Чистякова, Ю.М. Дорошенко і І.Г. Гранковського за ефективністю впливу на міцність цементного каменю відразу після пропарювання добавки можна розташувати наступним рядом [22]:





>MgSO₄(15)>KCl(5).

В дужках наведене збільшення міцності цементного каменю у відсотках в порівнянні з еталоном.

У віці 28 діб після пропарювання ефективність дії добавок подана так:

CaCl₂(43)>KNO₃(20)>Li₂SO₄(19)>Al(NO₃)₃(18)>
>KCl(14)>NaNO₃(12)>K₂SO₄(10)>MgSO₄(6)>Na₂SO₄(4)>
>Na₂S₂O₃(0).

Мінеральними добавками прийнято називати тонкодисперсні добавки з мінеральних матеріалів, що вводять в бетонні суміші в кількості звичайно більше 5% для покращення або надання бетонам спеціальних властивостей. За походженням добавки цього типу бувають як природними, так і техногенними.

В основу класифікації активних мінеральних добавок, прийнятої в європейських країнах і США, покладені їхня активність і хіміко-мінералогічний склад (табл. 1.13).

До високоактивних мінеральних добавок у бетон, все ширше застосовуваним в останні десятиріччя, відносяться ультрадисперсні відходи виробництва феросплавів, т.зв. мікрокремнезем (МК). Мікрокремнезем являє собою конденсованій 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 некристалічним кремнеземом, вміст котрого звичайно перевищує 85 і досягає 98%. Мікрокремнезем як добавка в бетони був уперше запропонований на початку 50-х, а почав масово використовуватися з початку 70-х років минулого сторіччя в Норвегії, а потім і інших країнах. Відповідно до норвезьких норм, кількість діоксиду кремнію в МК повинна бути не менше 85%, а дозування добавки в бетон - не вище 10% маси цементу. Унікальна питома поверхня (до 2000 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.

Таблиця 1.13

Класифікація і характеристики мінеральних добавок

№	Класифікація		Хімічний і мінеральний склад	Характеристика
	Ознака	Матеріал		
1	В'яжучі властивості	Швидкоохолоджені металургійні шлаки	Силікатне скло, що містить CaO, MgO, Al ₂ O ₃ . Кристалічні компоненти – в невеликій кількості	Гранули з 5...15% вологи. Після висушування подрібнюються до розміру <45 мкм. $S_{num}=350...500\text{ м}^2/\text{кг}$ (за Блейном)
2	В'яжучі і пуцоланові властивості	Висококальцева зола-виносу (СаО>10%)	Аморфний кремнезем, що містить CaO, MgO, Al ₂ O ₃ . Кристалічні компоненти можуть бути присутні в виді SiO ₂ , C ₃ A. Штучні гідравлічні добавки	10...15% часток розміром >45 мкм. Більша частина – сферичної форми. $S_{num}=400\text{ м}^2/\text{кг}$ (за Блейном)
3	Висока пуцоланова активність	Мікрокремнезем	Мікрокремнезем аморфної модифікації	Порошок з часток сферичної форми d=0,1 мкм. $S_{num}\approx 20\text{ м}^2/\text{кг}$ (по БЕТ)
		Зола рисової лузги	Те саме	Частки <45 мкм з розвиненою комірчастою структурою. $S_{num}\approx 60\text{ м}^2/\text{кг}$ (по БЕТ)



продовження табл. 1.13

4	Нормальна пуцоланова активність	Низькокальцієва зола-виносу (СаО<10%)	Силікатне скло, що містить Al_2O_3 , Fe_2O_3 , луги. Кристалічна речовина із SiO_2 , муліту, гематиту, магнетиту	Порошок із сферичних часток > 45 мкм. Більшість часток > 20 мкм. $S_{min} \approx 250 \dots 350$ м ² /кг (за Блейном)
		Природні матеріали, опока	Крім алюмосилікатного скла, містить кварц, польовий шпат, слюду	Більшість часток розмелена до розміру < 45 мкм. Структура – гострокутна
5	Слабка пуцоланова активність	Повільно охолоджені шлаки, золи гідровидалення, золошлаки	Кристалічні силікатні матеріали. Мало некристалічних компонентів	Подрібнюються додатково для надання пуцоланових властивостей

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 ($K_{зміц}$).

Пористість щільного бетону коливається в межах 6...20%, об'єм пор діаметром більш 1 мкм може досягати 2...3%. Зниження пористості бетону на 10% підвищує міцність бетону приблизно в 2 рази.

Особливості пористої структури матеріалу обумовлюють вибір просочуючих речовин і режими обробки. Менш в'язкі речовини можуть проникнути в більш тонкі пори і капіляри, однак з їх допомогою важко забезпечити замонолічування великих пор і дефектів.

Полімери, що утворюються в порах бетону, створюють тривимірну сітку, яка армує силікатну основу. Вони заповнюють також нерівності, пори і тріщини на поверхні заповнювача, змінюючи структуру контактної зони цементного каменю з заповнювачем. Властивості бетонополімера значною мірою залежать від особливостей його структури.



1.2. Високоміцні надшвидкотверднучі бетони (ВШТБ)

1.2.1. Цементний камінь і бетон із високою ранньою міцністю

Для зведення споруд в найкоротші терміни при застосуванні цементів загально-будівельного призначення, актуальною є проблема забезпечення поряд з високою міцністю в марочному віці і достатньо високої ранньої міцності бетону (у віці до 1 доби). Для бетонів типу High Performance Concrete міцність у віці 2 доби коливається в межах 30...50 МПа.

Відповідно до теоретичних уявлень [10] 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.

За Т. Пауерсом [23] міцність зразків цементного каменю при стиску $f_{ч.к.}$, що тверділи в нормальних умовах, відповідає рівнянню:

$$f_{ч.к.} = AX^n, \quad (1.45)$$

де A – константа, що характеризує міцність цементного гелю ($A \approx 240$ МПа), n – коефіцієнт, обумовлений особливостями цементу ($n=2,6...3$); X – структурний критерій.

Структурний критерій X у формулі (1.45) характеризує концентрацію продуктів гідратації цементу в просторі доступному для цих речовин.

Структурний критерій X , обґрунтований Пауерсом, на відміну від критерію Р.Фере [1], що був вперше запропонований для прогнозування міцності бетону в 1892 р, є параметром, пропорційним відноській густині цементного каменю, а не цементного тіста. За умови відомого ступеня гідратації цементу (α) він дозволяє при заданому значенні B/C прогнозувати



міцність цементного каменю в певному віці. Залежності, близькі до формули Пауерса, що враховують зв'язок міцності цементного каменю з його відносною густиною запропоновані пізніше і іншими дослідниками [10].

Розрахункові значення міцності цементного каменю, обчислені за формулою Пауерса при різних значеннях V/C і α , наведені в табл. 1.14.

Таблиця 1.14

Вплив V/C і α на міцність цементного каменю

V/C	α	Міцність цементного каменю за формулою (1.45)	V/C	α	Міцність цементного каменю за формулою (1.45)
0,2	0,2	32,7	0,3	0,2	13,3
	0,3	73,8		0,3	32,7
	0,5	178,6		0,5	89,8
				0,7	160,1
0,25	0,2	20,1	0,35	0,2	9,3
	0,3	47,7		0,3	23,4
	0,5	124,0		0,5	67,3
				0,7	124,0

З них випливає, що при гранично низьких значеннях V/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 $V/C=0,2$ дозволяє довести міцність цементного каменю $f_{ц,к}$ до 73,8 МПа, в той час як при $V/C=0,3$ розрахункові значення $f_{ц,к}$ при $\alpha = 0,3$ складають лише 32,7 МПа, тобто більш ніж в 2 рази нижчі.

Про більш високий приріст міцності цементного каменю з низькими значеннями V/C при порівняно невеликому збільшенні ступеня гідратації свідчать відомі експериментальні дані [24]. Наприклад, відповідно до даних Ф. Лохера [25] при $V/C=0,2$ зі збільшенням α від 0,1 до 0,2 міцність цементного



каменю при стиску зростає з 30 до 55 МПа, а вже при $V/C=0,3$ – лише з 15 до 25 МПа. Цей висновок має принципове значення для розробки технології високоміцних швидкотверднучих бетонів. При цьому слід мати на увазі, що розрахункова залежність виду (1.41), яка пов'язує міцність цементного каменю зі ступенем його гідратації при використанні цементів низької водопотреби, може давати суттєві відхилення від експериментальних даних. Відомо [26], зокрема, про невідповідність між порівняно низьким ступенем гідратації цементів низької водопотреби і їх високою міцністю, яка зумовлена складом і будовою гідратних новоутворень на основі цих в'язучих.

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 [27]. З опублікованих експериментальних даних [28] 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.

Цей висновок пояснюється [10; 27; 28] утворенням, приблизно через 24 год з моменту замішування, на зернах цементу щільних екрануючих оболонок з новоутворень, що гальмують подальший процес гідратації цементів. При цьому в цементному камені виникають, внаслідок кристалізаційного тиску, напруження, що сповільнюють ріст його міцності в наступні, за початковим періодом, терміни твердіння [10]. При підвищенні тонкості помелу цементу і оптимальному вмісті гіпсу для кожного рівня дисперсності поряд зі ступенем гідратації безперервно зростає і міцність цементу в 1...3 добовому віці, а до 28-добового віку вона збільшуються лише до певних меж за питомою поверхнею (410...520 м²/кг) [28]. Вплив добавок-прискорювачів також являється найбільш суттєвим в перші терміни твердіння цементного каменя до



певного оптимального дозування [27]. 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 [10; 27; 28]. Максимальний ступінь гідратації практично наближається до одиниці при твердінні у воді можлива при значенні B/C цементного тіста не меншому 0,42. При $B/C < 0,42$ максимальне значення $\alpha = 2,38B/C$ [10; 28].

Формули виду (1.41) дозволяють не тільки прогнозувати міцність цементного каменю залежно від B/C і α , але вирішувати і зворотні завдання знаходження зазначених параметрів при заданому значенні $f_{ц.к}$. Вид формул і значення коефіцієнтів, що в них враховуються, можуть змінюватися залежно від особливостей складу цементу, його гранулометрії, умов твердіння виду та вмісту добавок.

У табл. 1.15 за даними О.В. Волженського наведені значення границі міцності при стиску алітового портландцементу при його твердінні у воді при нормальній температурі, отримані випробуванням зразків-кубів з довжиною ребра 3,16 см, виготовлених з цементного тіста при $B/C=0,25$, а також експериментальні і розрахункові значення α . Розрахункові значення α_p обчислені нами за (1.45), а також по емпіричному рівнянню (1.42):

$$\alpha_p = \frac{f_{ц.к} + K_1}{K_2}, \quad (1.46)$$

де $f_{ц.к}$ – міцність цементного каменю в п-добовому віці; K_1 і K_2 – коефіцієнти, які для наведених в табл. 1.16 експериментальних значень відповідно дорівнюють $K_1=27,5$; $K_2=210$. При використанні рівняння (1.46) досягається найкраща відповідність експериментальних і розрахункових значень α_p що, очевидно, можна пояснити тим, що воно “прив’язане” до конкретного цементу і умов його твердіння.



Таблиця 1.15

Вплив тривалості твердіння цементного каменю нормального
твердіння на міцність і ступінь гідратації [18]

Показники	Терміни твердіння зразків, діб					
	1	3	7	28	90	180
Границя міцності цементного каменю при стиску, МПа ($f_{ц.к}$) [18]	17,2	28,4	45,7	70,2	86,7	92,4
Експериментальні значення ступеня гідратації (α_e) [18]	0,2	0,31	0,35	0,43	0,51	0,60
Розрахункові значення ступеня гідратації (α_p) за (1.42)	$\frac{0,21}{5}$	$\frac{0,27}{12,9}$	$\frac{0,35}{0}$	$\frac{0,46}{7}$	$\frac{0,54}{5,9}$	$\frac{0,57}{5}$
α_p за (1.41)	$\frac{0,18}{10}$	$\frac{0,22}{29}$	$\frac{0,28}{20}$	$\frac{0,36}{16}$	$\frac{0,4}{22}$	$\frac{0,42}{30}$

Примітки: 1. При розрахунку за (1.41) значення А прийняте 240; $n=2,7$. 2. Під рисою відносні відхилення у % розрахункових значень α від експериментальних.

У табл. 1.16 наведені експериментальні дані щодо впливу на ранню міцність цементного каменю при низьких значеннях B/C зміни тонкості помелу та типу цементу. Застосовували портландцементи ПЦ І-500Н та ПЦ ІІ/А-Ш-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 $S_{num}=350$ 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 1.16

Вплив домену цементу та його типу на ступінь гідратації і
міцність цементного каменю

№ з/п	В/Ц	S_{num} цементу, м ² /кг	Ступінь гідратації (α) / міцність цементного каменю, МПа, через				
			години	добы			
			12	1	2	7	28
Портландцемент ПЦ І							
1	0,2	350	$\frac{0,19}{29,3}$	$\frac{0,28}{64,7}$	$\frac{0,33}{88,2}$	$\frac{0,36}{103,2}$	$\frac{0,41}{129,4}$
2	0,2	450	$\frac{0,31}{78,5}$	$\frac{0,39}{118,8}$	$\frac{0,41}{129,4}$	$\frac{0,45}{151}$	$\frac{0,47}{162}$
3	0,25	350	$\frac{0,22}{24,8}$	$\frac{0,3}{47,7}$	$\frac{0,35}{64,7}$	$\frac{0,4}{83,3}$	$\frac{0,46}{107,3}$
4	0,25	450	$\frac{0,35}{64,7}$	$\frac{0,41}{87,2}$	$\frac{0,46}{107,3}$	$\frac{0,51}{128,3}$	$\frac{0,55}{145,5}$
5	0,3	350	$\frac{0,23}{18,3}$	$\frac{0,34}{42,4}$	$\frac{0,41}{61,7}$	$\frac{0,49}{86,6}$	$\frac{0,58}{117}$
6	0,3	450	$\frac{0,37}{50,4}$	$\frac{0,45}{73,8}$	$\frac{0,55}{106,6}$	$\frac{0,61}{127,6}$	$\frac{0,65}{141,9}$
Портландцемент ПЦ ІІ/А							
1	0,2	350	$\frac{0,18}{29,0}$	$\frac{0,26}{63,2}$	$\frac{0,31}{86,8}$	$\frac{0,34}{101,1}$	$\frac{0,40}{127,5}$
2	0,2	450	$\frac{0,30}{78,2}$	$\frac{0,38}{117,3}$	$\frac{0,39}{128,8}$	$\frac{0,42}{151,5}$	$\frac{0,46}{160,8}$
3	0,25	350	$\frac{0,20}{21,6}$	$\frac{0,27}{44,1}$	$\frac{0,31}{60,9}$	$\frac{0,35}{78,4}$	$\frac{0,41}{100,1}$
4	0,25	450	$\frac{0,34}{62,4}$	$\frac{0,39}{86,6}$	$\frac{0,45}{104,9}$	$\frac{0,48}{126,1}$	$\frac{0,52}{145,9}$
5	0,3	350	$\frac{0,24}{16,1}$	$\frac{0,35}{40,7}$	$\frac{0,41}{57,6}$	$\frac{0,48}{83,5}$	$\frac{0,56}{112,3}$
6	0,3	450	$\frac{0,36}{48,0}$	$\frac{0,45}{71,5}$	$\frac{0,56}{105,9}$	$\frac{0,60}{125,1}$	$\frac{0,66}{138,1}$



Аналіз даних табл. 1.16, підтверджуючи розглянуті вище закономірності, показує можливість досягнення при $B/C=0,2...0,25$ і питомої поверхні цементу ($S_{\text{пшт}}=450 \text{ м}^2/\text{кг}$) 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 портландцементях I і II типів, проаналізована їх ефективність. В якості заповнювачів були використані кварцовий пісок з $M_{\text{кр}}=1,8$ і гранітний щебінь фракції 5...20 мм.

У табл. 1.17 і на рис. 1.1 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 I типу виробництва ПАТ "Волинь-цемент" (м. Здолбунів).

Таблиця 1.17

Підвищення ранньої міцності бетону при введенні суперпластифікатора С-3

Тип цементу, виробник	$B/C=0,57$				$B/C=0,47$			
	ОК, см	Міцність, МПа, у віці			ОК, см	Міцність, МПа, у віці		
		1 доба	7 діб	28 діб		1 доба	7 діб	28 діб
ПЦ I Здолбунів	10,5	8,8	15,8	28,2	12	12,4	22,7	35,7
ПЦ II/Б, Кривий Ріг	10	6,55	13,8	23,85	12	9,0	17,5	29,9
ПЦ II /А, Здолбунів	15	7,5	13,95	26,0	16	11,3	20,2	33,5

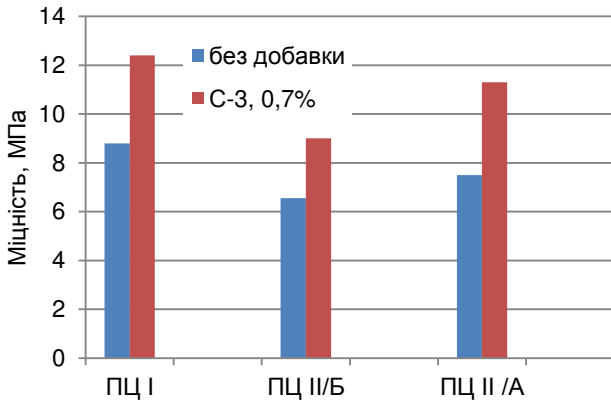


Рис. 1.1. Збільшення міцності бетону через 24 год твердіння при зниженні водовмісту бетонної суміші за рахунок введення суперпластифікатора

Аналогічні дослідження були виконані із застосуванням інших пластифікуючих добавок, розповсюджених на ринку України. У табл. 1.18 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 мають добавки полікарбоксилатного типу (Mapei Dynamon SR3, Melflux 2651F BASF), які дозволяють забезпечити і максимальне підвищення ранньої міцності.

Як альтернативу підвищення питомої поверхні цементу можна розглядати введення добавок прискорювачів твердіння. У табл. 1.19. Наведені результати впливу введення добавок-прискорювача нітрату кальцію на ступінь гідратації та міцність цементного каменю при зниженому B/C . Звертає увагу, що кінетика росту міцності цементного каменю на тонкомеленому алітовому цементі і цементі з добавкою прискорювача твердіння при $B/C=0,2...0,3$ істотно відрізняється від традиційної і характеризується набором міцності на стиск через 12 год – до 50% і через 1добу – до 70% від 28 добової.



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 Dynamon SR3	1	20...25	22...28	40...55	38...52
	1,5	26...32	30...35	40...58	38...55
Melflux	0,5	30...32	30...35	42...63	40...60
	1	38...42	40...45	60...90	57...89

Примітка. Водоредукуючий ефект визначався за формулою:

$$BPE = \frac{B - B_0}{B_0} \cdot 100\%.$$



Таблиця 1.19

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

З метою вивчення впливу підвищення ступеня гідратації цементу за рахунок добавок-прискорювачів у високоміцних бетонах з низькими значеннями В/Ц на кінетику наростання міцності бетону було досліджено комплексний вплив суперпластифікаторів нафталінсульфонатного (СП-1 Поліпласт) та полікарбоксилатного типу (Melflux) з добавками-прискорювачами різних типів. Були використані наступні добавки:

- Релаксол-Темп-3 – прискорювач твердіння;
- Релаксол-Антифриз FSR, FS – противоморозні добавки з прискорюючим ефектом;
- Релаксол-Супер ПК – суперпластифікатор на основі полікарбоксилатів,
- Релаксол-Універсал ВМ – комплексна активна мінеральна добавка;



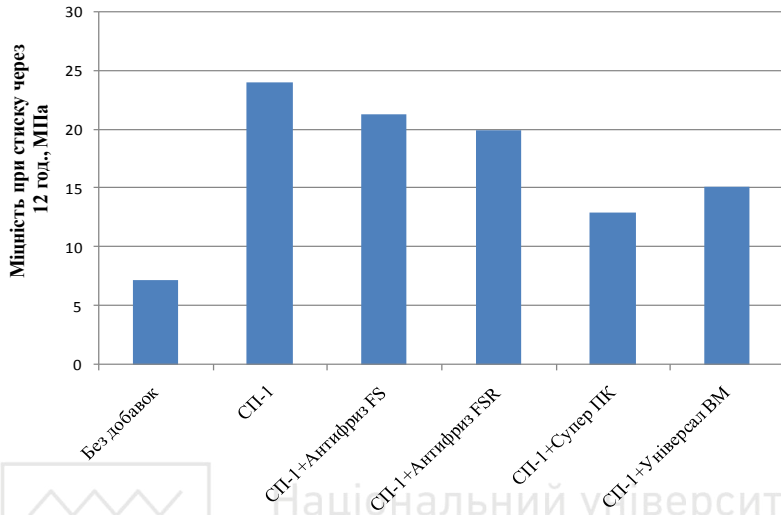
- Містим К-2, К-7, К-19 – комплексні добавки прискорювачі твердіння з протиморозним ефектом;
- Isomat “НК” – водний розчин технічного нітрату кальцію;
- Na_2SO_4 – водний розчин сульфату натрію.

При введенні в якості основної добавки суперпластифікатора СП-1 задане водоцементне відношення ($B/C=0,4$) забезпечувалось при рухомості бетонної суміші близько 0...5 см (суміш була достатньо жорсткою). Отже, у даному випадку, для забезпечення рухомості Р3...Р4, які дозволяють якісне ущільнення густо армованих конструкцій у польових умовах, необхідне додаткове введення більш ефективних суперпластифікаторів. На 28 добу міцність переважної кількості отриманих бетонів знаходилась в межах 59,3...65,4 МПа, що відповідає класам С45...С50.

Слід відмітити, що набір міцності бетону без добавок відбувався відповідно до класичної схеми твердіння з деяким перевищенням у ранні терміни (20...25%), викликаним низьким значенням B/C ($B/C=0,48$). Введення суперпластифікатора СП-1 викликає суттєве зниження B/C до значень 0,4, при цьому спостерігається наростання міцності особливо у рані терміни: на 12 годину твердіння міцність при стиску становила 24 МПа, на 1-2-гу – 31,2...43,9 МПа, що у 2,5...3 рази перевищує показники контрольного складу. Поєднання суперпластифікатора СП-1 з добавками-прискорювачами системи “Релаксол” (Релаксол-Антифриз FS, Релаксол-Антифриз FSR) не викликало додаткового підвищення міцності (табл. 1.20, рис. 1.2-1.7). Було помічено, що дані добавки викликають швидке тужавлення бетонної суміші, тому зниження міцності могло бути викликане деяким недоущільненням, яке виникало внаслідок низької рухомості.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Рис. 1.2. Міцність бетону при стиску через 12 год залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором СП-1

Таблиця 1.20

Результати дослідження комплексного впливу суперпластифікаторів нафталінсульфонатного та полікарбоксилатного типу з добавками прискорювачами різних типів

Вид додаткової добавки, вміст	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 СП-1 (Поліпласт) (вміст -1% від маси цементу)									
-	0,4	5	24	31,2	43,9	57	65,4	67,8	69,0
Релаксол-Антифриз FS, 1,5%		6	21,3	29,8	34,7	52,2	61,4	62,2	63,3
Релаксол-Антифриз FSR, 1,5%		5	20	25,8	39,8	54,2	62,5	64,4	65,4
Релаксол-Супер ПК, 1%		14	13,1	25	39	50,6	59,3	61,6	62,3
Релаксол-Універсал ВМ, 7%		6	15,2	24	28,2	51,2	60,5	62,8	64,5
Основна добавка Melflux (0,5%)									
-	0,25	20	43,6	52,6	76,8	96	102	109,5	110,8
К-2, 1,5%		21	37	63,2	81,2	92	108,6	116	117,9
К-7, 1,5%		21	43	70	88,8	96,8	103,8	111,1	112
К-19, 1,5%		25	14,2	50,4	68,8	93,3	105,6	112,2	113,7
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%		13	58,4	72	89,2	102,8	115,2	115,2	115,2
НК, 1,5%		21	48,4	70	83	94,2	114,2	120,5	121,5
Na ₂ SO ₄ (1%)		0	14,6	29,8	67,6	80	81,2	83,2	85,7

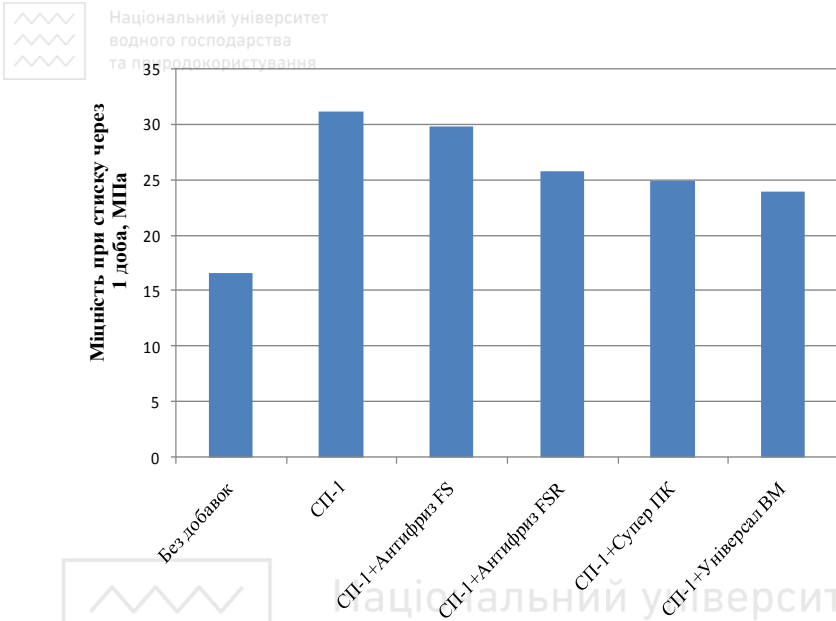


Рис. 1.3. Міцність бетону при стиску через 1 добу залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором СП-1

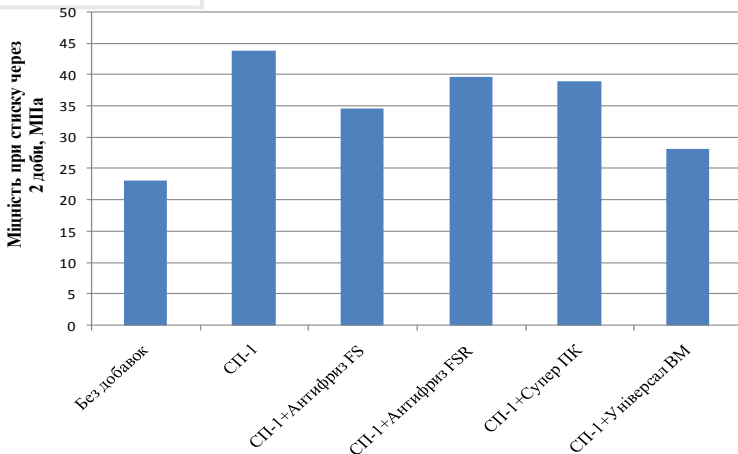


Рис. 1.4. Міцність бетону при стиску через 2 доби залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором СП-1



Національний університет
водного господарства
та природокористування

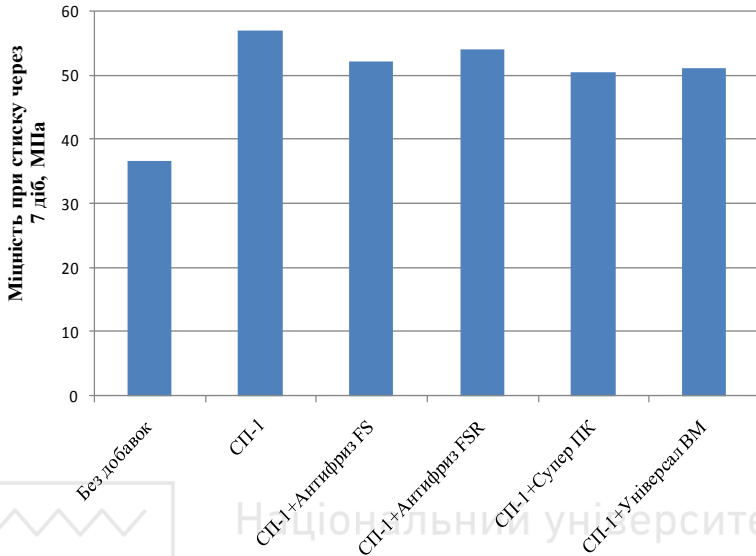


Рис. 1.5. Міцність бетону при стиску через 7 днів залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором СП-1

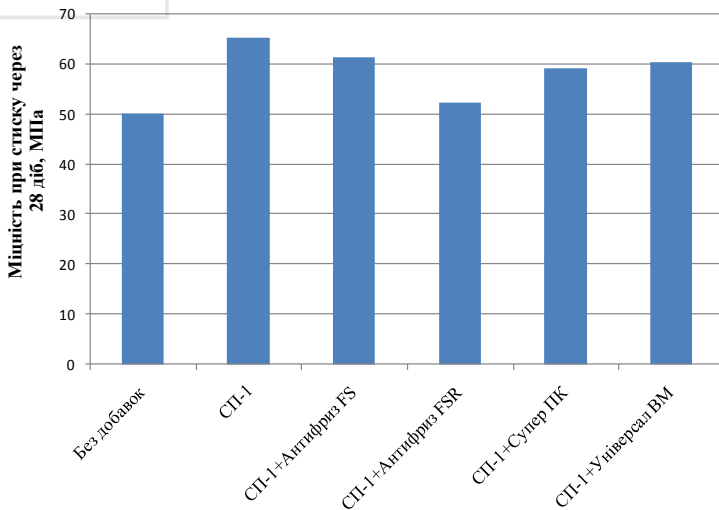


Рис. 1.6. Міцність бетону при стиску через 28 днів залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором СП-1

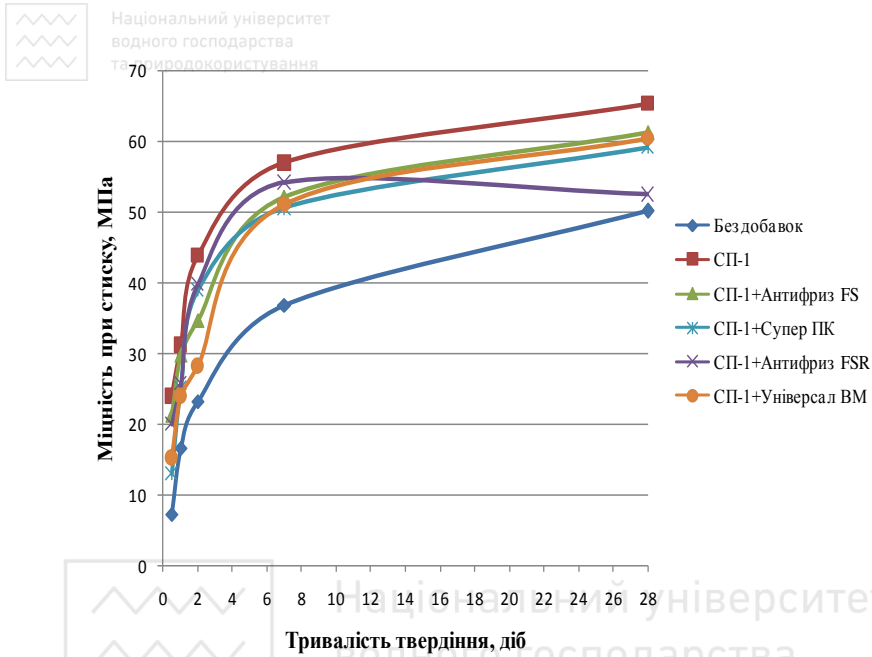


Рис. 1.7. Кінетика набору міцності бетону на стиск при застосуванні добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором СП-1

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 100,2 МПа. На 12 годину твердіння бетон набрав 26...30 МПа, а на 1-шу добу – 52,6, що становить 30 і 50% від марочної, відповідно (табл. 1.20). Ці дані підтверджують висловлені вище теоретичні припущення про можливість, за рахунок зниження V/C до критично-мінімальних значень, отримати високоміцний бетон з підвищеною міцністю у початкові терміни твердіння. Додатковий ефект на міцність на ранній стадії створюють добавки-прискорювачі. Введення у якості додаткових добавок марки “Релаксол” (рис. 1.8-1.13) показує підвищення міцності уже з 12 год. твердіння: добавки Антифриз FSR, Антифриз FS, Супер ПК, Універсал ВМ – на



28...30% (до 55...58 МПа), добавка Темп – 3...2%. Добавки Супер ПК, Універсал ВМ викликали зниження рухомості бетонної суміші до $OK=13...16$ см. Тенденції прискорення твердіння на 12 год. зберігаються і у наступні терміни раннього твердіння (1 доба – рис. 1.9, 2 доби – рис. 1.10, 7 діб – рис. 1.11).

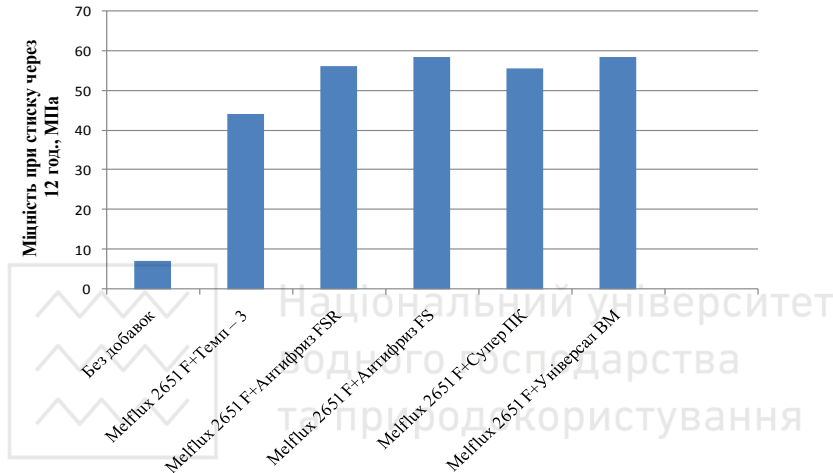


Рис. 1.8. Міцність бетону при стиску через 12 год залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

Максимальний ефект продемонстрували добавки Антифриз FSR, Антифриз FS. Подібний вплив на міцність у ранні терміни показала добавка К-7 (система Комплекс (Містім)): на 12 год – 43,0 МПа на 1 та 2 доби – 70,0 та 88,8 МПа, відповідно (рис. 1.14-1.19). Ефект добавок К-2 та К-19 у ранньому віці дещо менший (рис. 1.14) як при їх вмісті 1% так і при підвищенні до 1,5%. Високу міцність на ранній стадії також викликає введення добавки НК (Isomat) – ефект даного прискорювача подібний до добавок Антифриз FSR, Антифриз FS.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

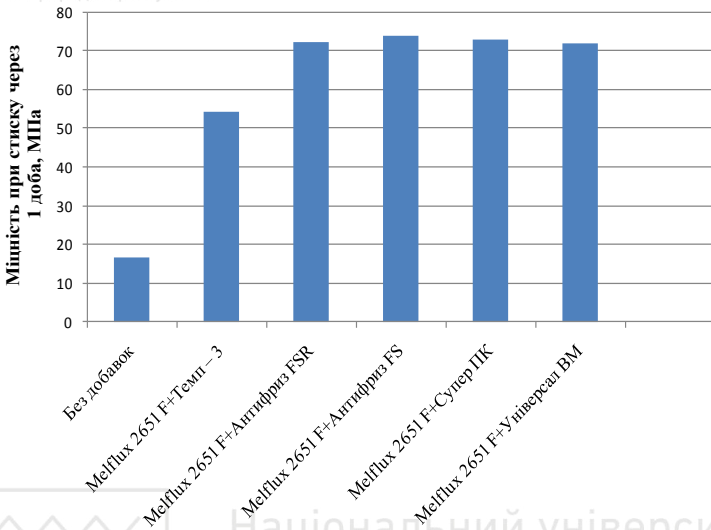


Рис. 1.9. Міцність бетону при стиску через 1 добу залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

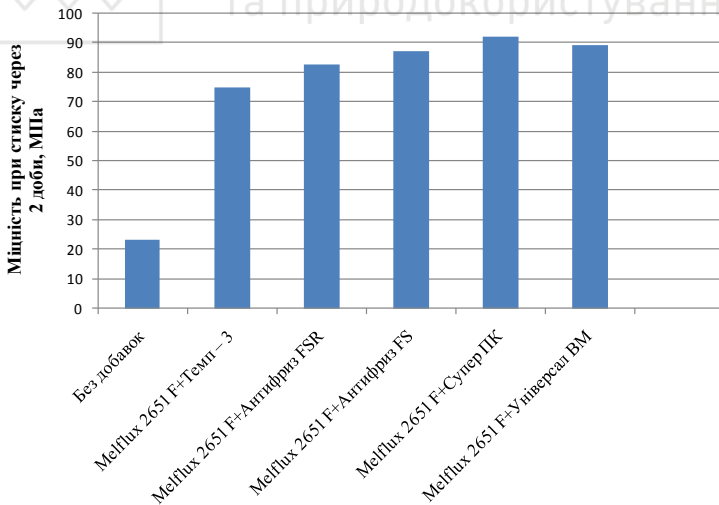


Рис. 1.10. Міцність бетону при стиску через 2 доби залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

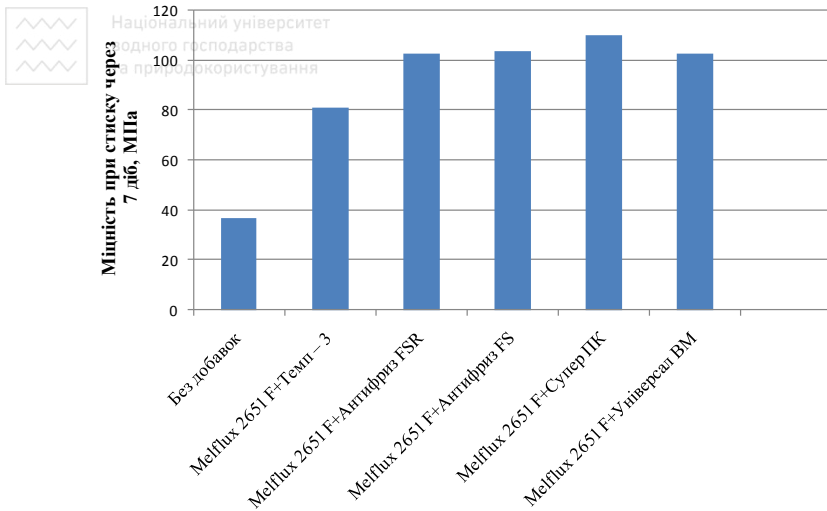


Рис. 1.11. Міцність бетону при стиску через 7 днів залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

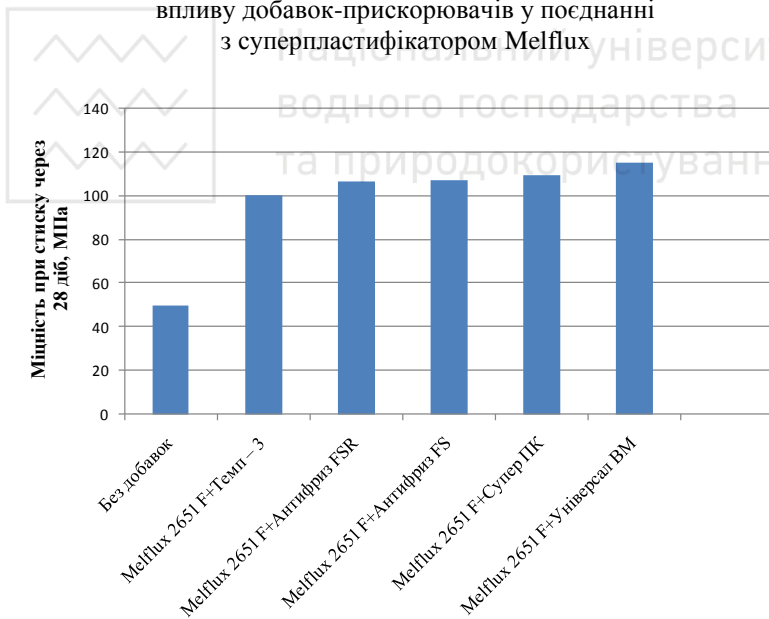


Рис. 1.12. Міцність бетону при стиску через 28 днів залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

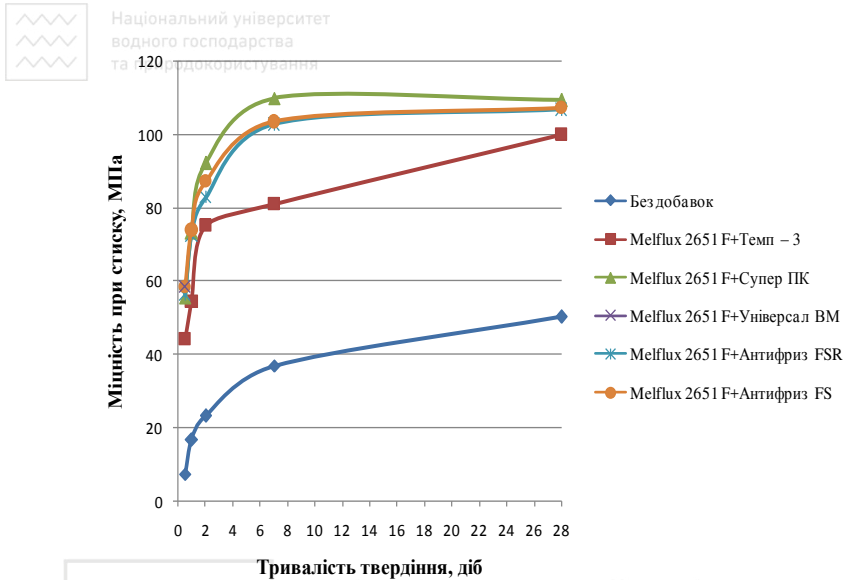


Рис. 1.13. Кінетика набору міцності бетону на стиск при застосуванні додаткових добавок марки “Релаксол” із суперпластифікатором Melflux

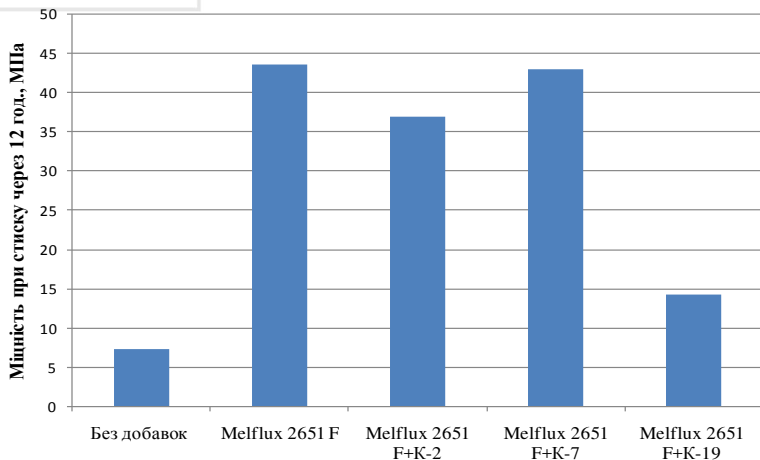


Рис. 1.14. Міцність бетону при стиску через 12 год. залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

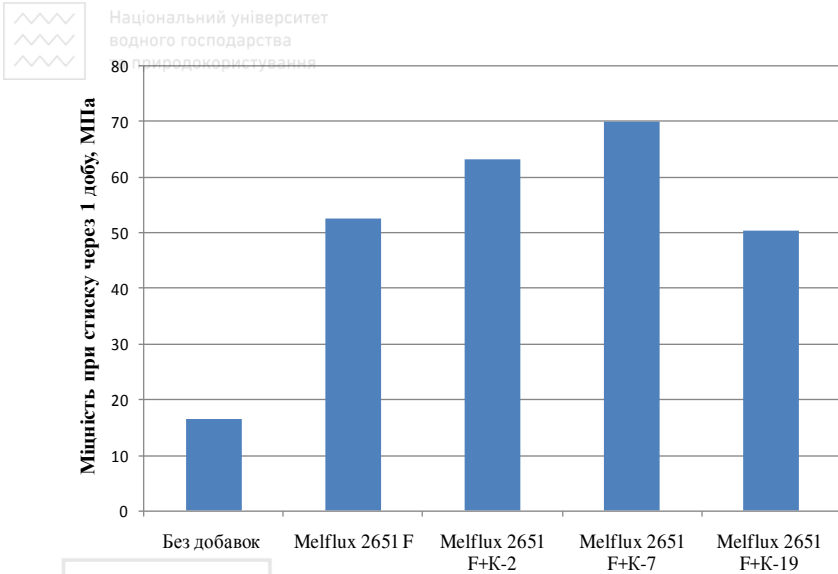


Рис. 1.15. Міцність бетону при стиску через 1 добу залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

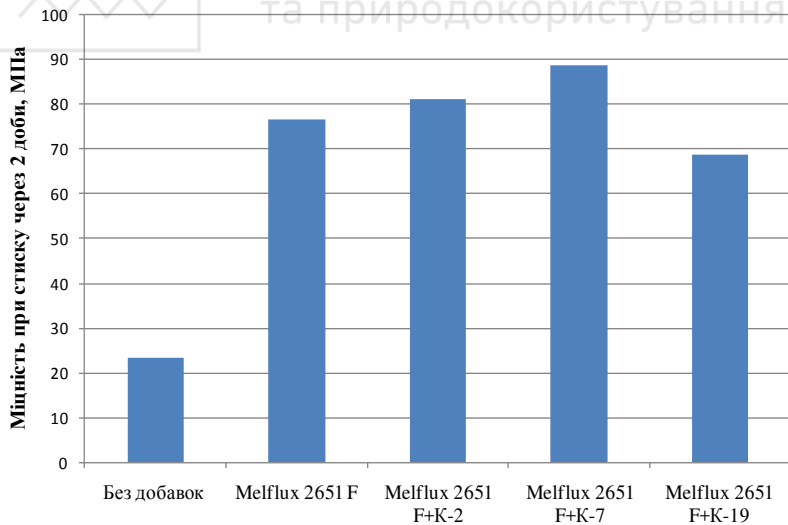


Рис. 1.16. Міцність бетону при стиску через 2 доби залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux



Національний університет
водного господарства
та природокористування

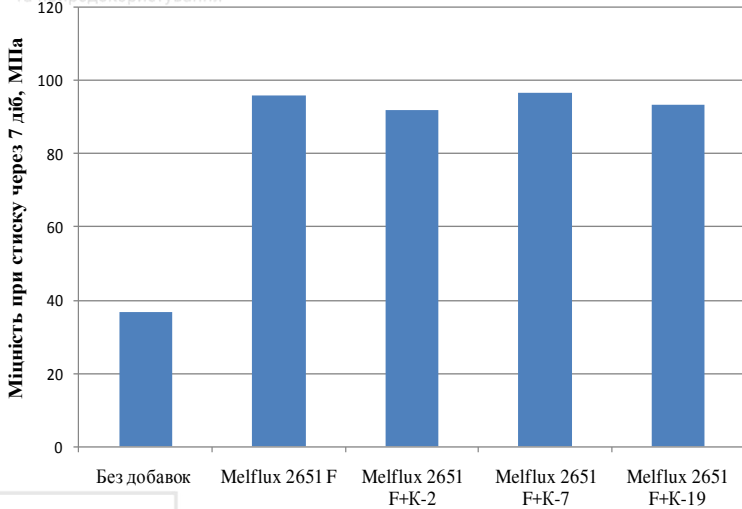


Рис. 1.17. Міцність бетону при стиску через 7 діб залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

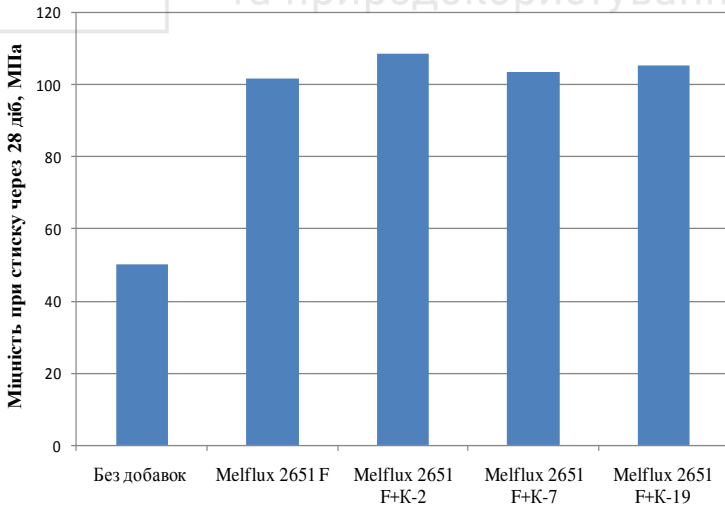


Рис. 1.18. Міцність бетону при стиску через 28 діб залежно від впливу добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

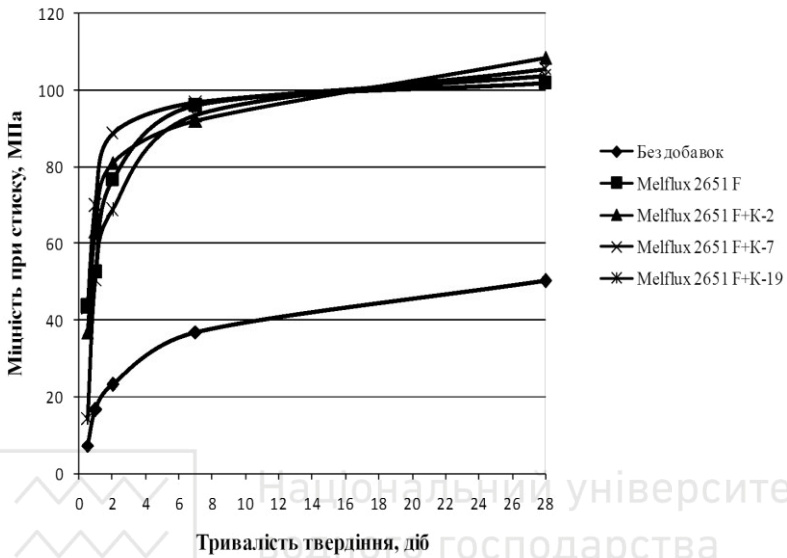


Рис. 1.19. Кінетика набору міцності бетону на стиск при застосуванні у добавок-прискорювачів у поєднанні з суперпластифікатором Melflux

На 28-му добу твердіння практично усі досліджені бетони показали підвищення міцності в середньому 6...9% (до 107...109 МПа), спадів міцності не спостерігалось. Бетони з добавками К-2 та К-7, які в ранньому віці показали меншу ефективність, – на 28 діб теж зрівнялись за міцністю із бетонами з іншими досліджуваними добавками систем “Релаксол” та “Містім”. Максимальні значення міцності (114...115 МПа) були викликані додатковим впливом добавок Універсал ВМ та НК.

За даними деяких дослідників [29] використання наднизьких V/C у бетонах може призводити до негативних наслідків, пов'язаних довговічністю таких бетонів. В роботах [29] відмічається можливість виникнення деструктивних явищ, внаслідок прискореного росту об'єму гідратних новоутворень в обмеженому міжзерновому просторі цементного каменю, що



пов'язаний з прискоренням гідратації та високою вихідною концентрацією клінкеру. Такі явища можуть викликати спади міцності високоміцних бетонів особливо у більш пізні терміни. З огляду на сказане представляло інтерес простежити кінетику наростання міцності високоміцного бетону у віці 90 та 180 діб. Результати досліджень наведені у табл. Як свідчать отримані дані, тривале твердіння бетону при $B/C=0,25$ з різними видами хімічних добавок відбувалось з незначним наростанням міцності в межах 5...10%, внаслідок підвищеної швидкості гідратації у початковій строки. Спадів міцності ВМБ помічено не було.

Таким чином, проведені дослідження підтверджують наведені теоретичні обґрунтування, що в бетоні при низьких B/C (порядку 0,25...0,3), які забезпечуються використанням ефективних гіперпластифікаторів полікарбоксилатного типу (Melflux чи ін.) за рахунок добавок-прискорювачів можна забезпечити суттєве наростання міцності у ранні терміни (12 год – 1 доба). Цей ефект передусім викликаний підвищенням ступеня гідратації цементного каменю.

1.2.2. Експериментально-статистичні моделі міцнісних параметрів ВМШБ і проектування їх складів

Формули загального типу для прогнозування міцності бетону є зручними, однак в умовах дії значної кількості факторів для проектування складів бетону доцільно використовувати експериментально-статистичні моделі відповідних параметрів.

З цієї метою при дослідженні ВМШБ може використовуватись факторне планування експерименту [30]. Умови планування експерименту наведені в табл. 1.21. У табл. 1.22 наведені отримані в результаті статистичної обробки експериментальних даних, рівняння регресії міцності бетону в різному віці з діапазоном $B/C=0,25...0,35$ на цементах марок 500...600 при використанні кварцового піску з $M_{кр}=1,8$ і гранітного щебеню фракції 5...20 мм. При проведенні дослідів використовувався портландцемент ПАТ “Волинь-цемент” (м. Здолбунів) ПЦ І-500 Н. Активність цементу підвищували



двома способами: 1) домелом до $S_{\text{нмт}}=450 \text{ м}^2/\text{кг}$; 2) введенням прискорювача тверднення “Релаксол-Антифриз FS”. У бетонну суміш вводили суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux в кількості 0,5% від маси цементу.

Таблиця 1.21

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання факторів			Інтервал варіювання
Натуральний вид	Кодовий вид	-1	0	+1	
Водоцементне відношення, B/C	X_1	0,25	0,3	0,35	0,05
Витрата цементу, C , $\text{кг}/\text{м}^3$	X_2	500	550	600	50
Активність цементу, R_c , МПа	X_3	53	59	65	9

Таблиця 1.22

Розрахункові рівняння міцності бетону у вигляді поліноміальних моделей

Рівняння регресії	
$f_{cm}^{12\text{год}} = 46,1 - 18,8X_1 - 0,3X_2 + 6,4X_3 + 1,5X_1X_2 + 1,1X_1X_3 + 1,2X_2X_3$	(1.47)
$f_{cm}^{1\text{доба}} = 60 - 18,8X_1 + 0,4X_2 + 4,4X_3 + 0,2X_1X_2 + 0,8X_1X_3 - 0,9X_2X_3$	(1.48)
$f_{cm}^{2\text{добу}} = 73,9 - 17,5X_1 + 0,5X_2 + 1,8X_3 + 0,1X_1X_2 - 1X_1X_3 - 0,4X_2X_3$	(1.49)
$f_{cm}^{28\text{дів}} = 99 - 14,7X_1 + X_2 + 3,6X_3 - 0,5X_1X_2 + 0,4X_1X_3 - X_2X_3$	(1.50)



Експерименти виконувались згідно плану типу 2^3 [30] при варіюванні трьох факторів: $X_1 - B/C$ (0,25...0,35), витрата цементу, $X_2 - C$ (500...600 кг/м³) і активність цементу, $X_3 - R_c$ (53...65 МПа). Міцність бетону при стиску визначали через 12 год, 1, 2, і 28 діб.

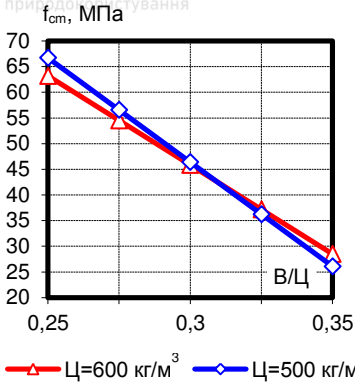
Аналіз отриманих поліноміальних моделей міцності бетону (табл. 1.22) показав практичну незначимість в дослідженому діапазоні при постійних B/C і активності цементу R_c (X_3) витрати цементу, що варіюється в певній області, Цей висновок узгоджується з відомими даними [18]. Поряд з рівняннями регресії наведені отримані з їх допомогою рівняння, що відповідають загальній формулі (1.47). Величина R_c в цих рівняннях відповідає 28-добової активності цементу.

Комплекс отриманих рівнянь дозволяє використовувати їх як для прогнозу міцності бетону в заданому віці, так і для проектування складів бетонних сумішей.

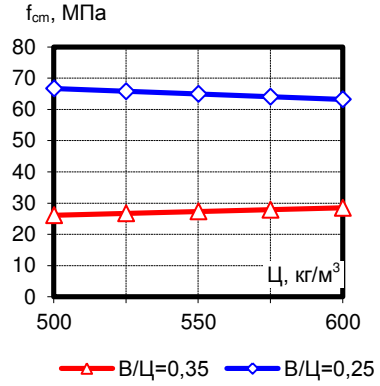
У рівняннях (1.47-1.50):

$$X_1 = \frac{B/C - 0,3}{0,05}; X_2 = \frac{C - 550}{50}; X_3 = \frac{R_c - 55}{5},$$

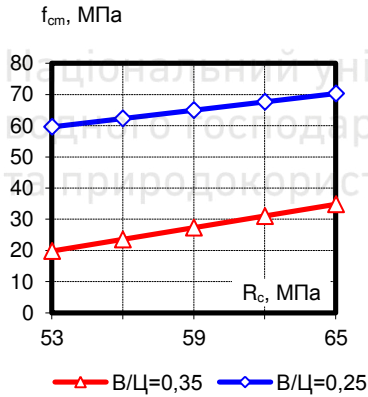
де B/C , C і R_c – відповідно водоцементне відношення, витрата цементу, кг/м³ і активність цементу, МПа.



а



б



в

Рис. 1.20. Графіки залежності міцності бетону при стиску у віці 12 год від: а, б – водоцементного відношення та витрати цементу; в – водоцементного відношення та активності цементу

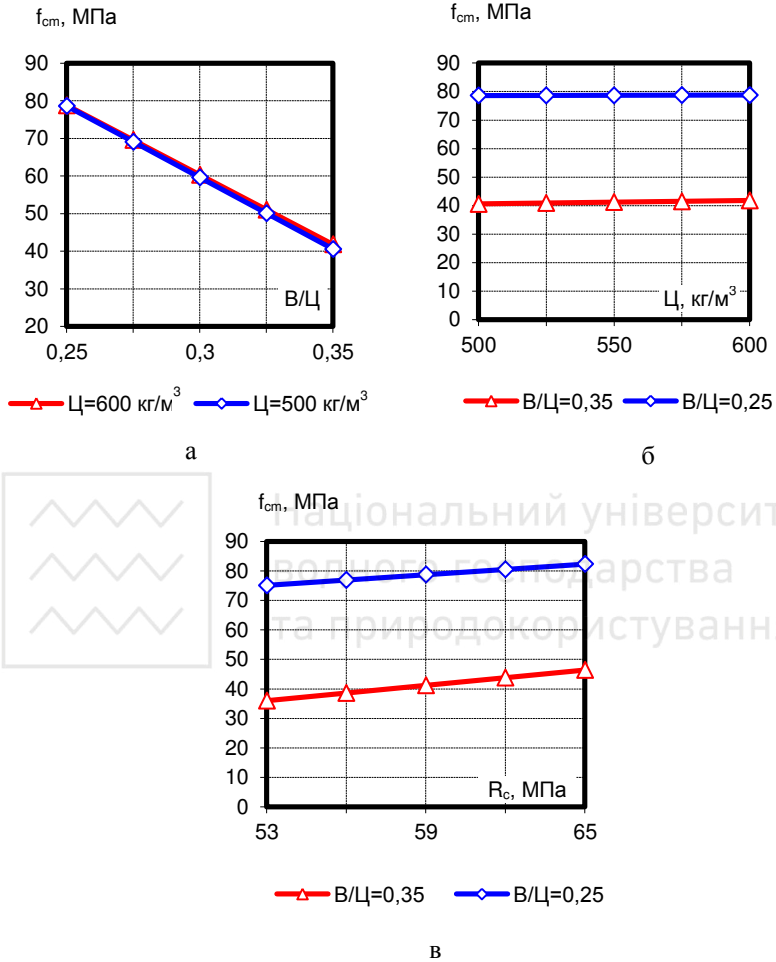
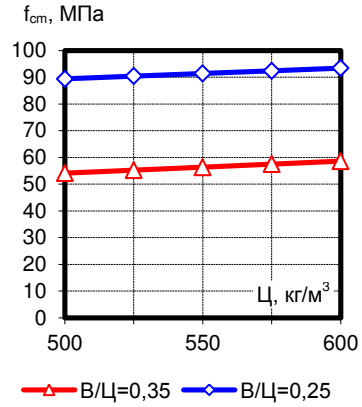
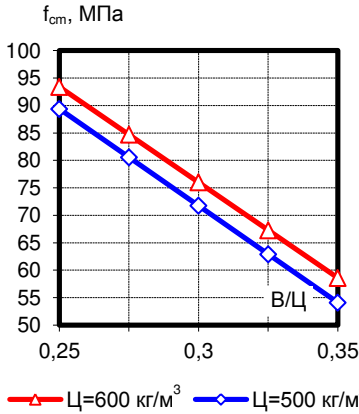
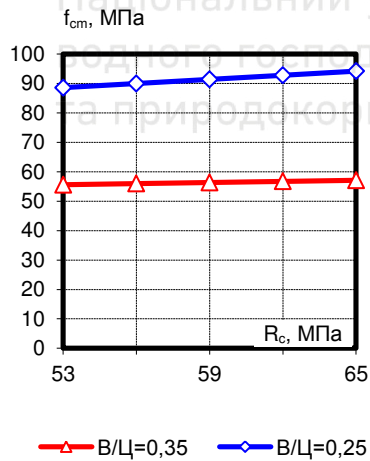


Рис. 1.21. Графіки залежності міцності бетону при стиску у віці 1 доба від: а, б – водоцементного відношення та витрати цементу; в – водоцементного відношення та активності цементу



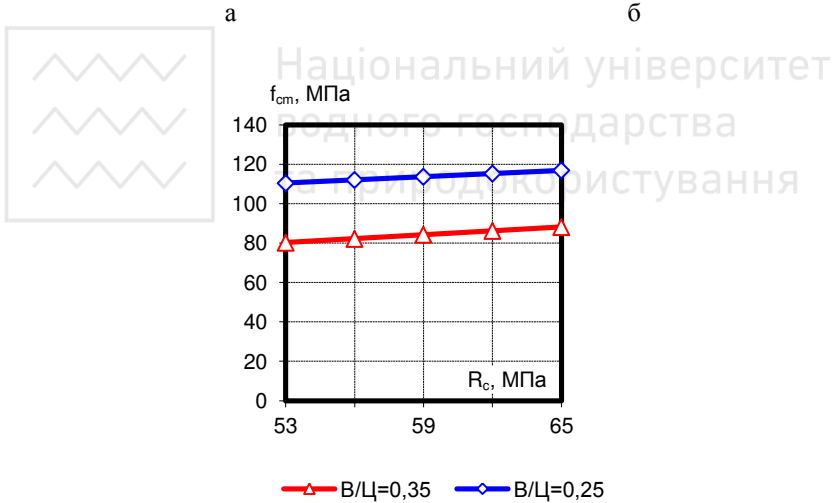
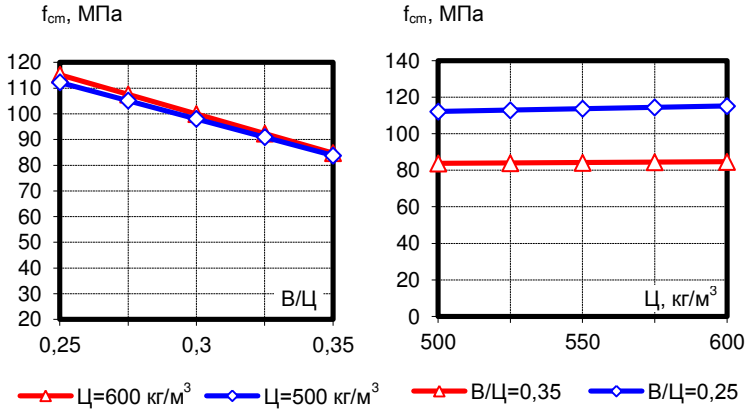
а

б



в

Рис. 1.22. Графіки залежності міцності бетону при стиску у віці 2 доби від: а, б – водоцементного відношення та витрати цементу; в – водоцементного відношення та активності цементу



В

Рис. 1.23. Графіки залежності міцності бетону при стиску у віці 28 діб від: а, б – водоцементного відношення та витрати цементу; в – водоцементного відношення та активності цементу

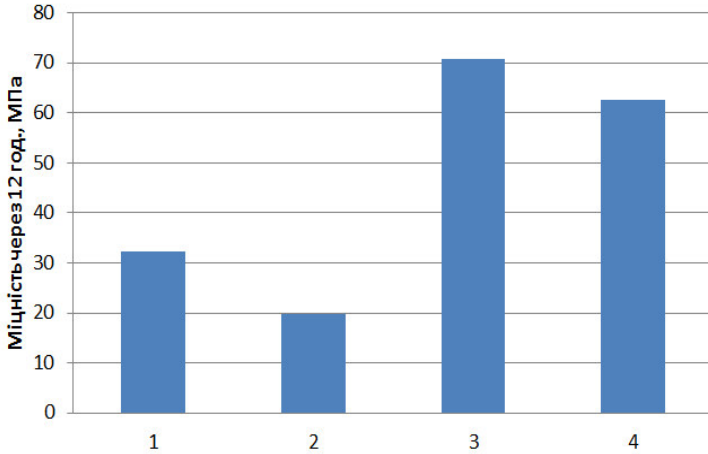


Рис. 1.24. Вплив водоцементного відношення та активності цементу на міцність бетону через 12 год:

1 – В/Ц=0,35, $R_c=50$ МПа; 2 – В/Ц=0,35, $R_c=60$ МПа;
3 – В/Ц=0,25, $R_c=50$ МПа; 4 – В/Ц=0,35, $R_c=60$ МПа

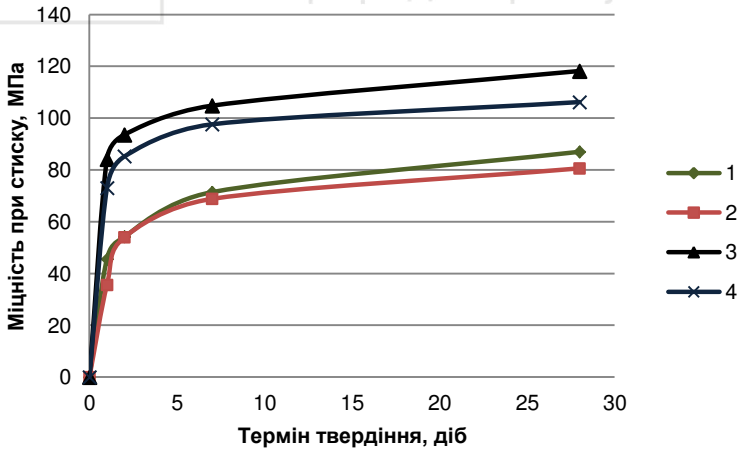


Рис. 1.25. Кінетика набору міцності високоміцного швидкотверднучого бетону:

1 – В/Ц=0,35, $R_c=50$ МПа; 2 – В/Ц=0,35, $R_c=60$ МПа;
3 – В/Ц=0,25, $R_c=50$ МПа; 4 – В/Ц=0,35, $R_c=60$ МПа



Для практики при розрахунках складів бетону в т. ч. і високоміцних найбільш зручними залишаються формули виду:

$$f_{cm} = AR_c (C/B - b), \quad (1.51)$$

де f_{cm} – необхідна міцність бетону, R_c – стандартна активність цементу, C/B – цементно-водне відношення, A , b – коефіцієнти, що враховують особливості вихідних матеріалів, вік бетону та інші технологічні фактори.

Раніше, Б.Г. Скрамтаєвим і Ю.М. Баженовим було показано, що в широкому діапазоні C/B залежність $f_{cm}=f(C/B)$ можна уявити як кусочно-лінійну функцію з точкою перелому при $C/B=2,5$ ($B/C=0,4$) [8]. Як показано дослідженнями виконаними за останні десятиліття [9; 29] введення в бетонні суміші добавок-суперпластифікаторів дозволяє забезпечити лінійність залежності $f_{cm}=f(C/B)$ в діапазоні C/B від 1 до 4. При цьому формула 1.51 набуває вид:

$$f_{cm} = kAR_c (C/B - b), \quad (1.52)$$

де k – коефіцієнт, що залежить від виду добавки і її вмісту.

Для орієнтовних розрахунків C/B при проектуванні складів високоміцних швидкотверднучих бетонів, як показує обробка експериментальних даних при $B/C=0,25...0,35$, може бути використана формула 1.51.

Величина R_c у формулі відповідає міцності цементу, що визначена за стандартною методикою в заданому віці. Як показано нами раніше [9; 29] цей параметр пов'язаний зі ступенем гідратації степеневою залежністю:

$$f_{cm} = \alpha^n R_{c,o}, \quad (1.53)$$

де n і $R_{c,o}$ – константи для даного виду цементу.

Згідно наших експериментальних даних, при введенні в бетонні суміші суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux усереднені значення K виявилися для бетону в віці 12 год – 1,7; 1 доба – 1,4; 2 доби – 1,25; 28 діб – 1. Збільшення значення K при скороченні тривалості твердіння показує, що в ранньому віці зростає значення міцності використовуваного цементу, що підтверджує обґрунтовану вище тезу про особливу важливість підвищення початкового ступеня гідратації цементу для забезпечення високої ранньої міцності цементного каменю.



Для більш точних розрахунків необхідних значень V/C або C/V для бетону, що забезпечує необхідні показники міцності в певному віці доцільно значення коефіцієнтів у формулі (1.51) приймати за емпіричними даними, прив'язаним до конкретних матеріалів або використовувати спеціальні залежності.

Отримані нами рівняння регресії міцності ВМШБ у різному віці для зручності розрахунків складу бетону були переведені у вигляд (1.51). Розрахункові рівняння міцності бетону наведені нижче:

$$f_{cm}^{12\text{ год}} = 0,59R_c(C/B-1,92); \quad (1.54)$$

$$f_{cm}^{1\text{ доба}} = 0,6 R_c(C/B-1,6); \quad (1.55)$$

$$f_{cm}^{2\text{ доби}} = 0,62 R_c(C/B-1,35); \quad (1.56)$$

$$f_{cm}^{28\text{ днів}} = 0,48 R_c(C/B+0,22). \quad (1.57)$$

Рівняння (1.54-1.57) можна використовувати для визначення C/B , що забезпечує міцність ВМШБ у необхідному віці. Подальший розрахунок витрати води здійснюється за рівняннями оптимального співвідношення між заповнювачами – згідно з розроблених нами методик [5].

Нижче наводиться приклад розрахунку C/B для отримання високоміцного швидкотверднучого бетону за допомогою отриманих залежностей.

Приклад. Визначити необхідні значення C/B для отримання бетону з міцністю при стиску у віці 28 діб $f_{cm}^{28\text{ днів}} \geq 100$ МПа з досягненням через 12 год міцності $f_{cm}^{12\text{ год}} = 50$ МПа, 2 доби – $f_{cm}^{2\text{ доби}} \geq 80$ МПа. Прийняти $R_c^{12\text{ год}} = 15$ МПа, $R_c^{2\text{ дні}} = 35$ МПа, $R_c^{28\text{ днів}} = 60$ МПа.

Попередньо орієнтовно за допомогою формули (1.52) при $A=0,65$ і наведених вище значеннях k знаходимо послідовно значення C/B і встановлюємо весь набір необхідних властивостей при $R_c=60$ МПа.

Для забезпечення необхідної міцності бетону через 12 годин:

$$C/B_1 = \frac{50}{1,7 \cdot 0,65 \cdot 15} + 0,5 = 3,52;$$

- через 2 доби:



$$C/B_2 = \frac{80}{1,26 \cdot 0,65 \cdot 35} + 0,5 = 3,29;$$

- через 28 діб:

$$C/B_3 = \frac{100}{1 \cdot 0,65 \cdot 60} + 0,5 = 3,06.$$

Весь набір заданих міцних показників бетону забезпечується при використанні формули (1.51) при $C/B=3,52$.

Знайдемо, для порівняння необхідні значення C/B рішенням відповідних рівнянь (1.47-1.50), при $R_c=60$ МПа і $C=550$ кг/м³.

Розв'язуючи рівняння (1.47-1.50) як рівняння з одним невідомим (B/C) знаходимо значення C/B для забезпечення необхідних значень міцності: через 12 год – $B/C_1=0,31$, 2 доби – $B/C_2=0,29$ і 28 діб $B/C_3=0,32$. Відповідно значення $C/B_1=3,23$, $C/B_2=3,5$, $C/B_3=3,13$. Комплекс необхідних міцних показників бетону забезпечується при $C/B_2=3,5$.

З використанням формул (1.54-1.57) при $R_c=60$ МПа отримуємо: $C/B_1=3,33$, $C/B_2=3,5$, $C/B_3=3,25$. Вибираємо $C/B=3,5$.

Значення C/B , необхідних для забезпечення заданих міцнісних показників високоміцного бетону у різному віці, що знайдені при використанні запропонованих формул, достатньо близькі.

1.2.3. Комплексні суперпластифікатори для ВМШБ

Дослідження показали, що найбільшу ефективність з групи пластифікуючих добавок мають полікарбоксилати, але суттєвим недоліком пластифікаторів полікарбоксилатного типу є їх відносно висока вартість. Для зниження вартості і забезпечення поліфункціонального ефекту в технології бетону широко використовують комплексні добавки, які складаються з кількох компонентів, що коригують, доповнюють, а в багатьох випадках посилюють дію кожного з них.

З метою розробки складу комплексних добавок на основі ефірів полікарбоксилату та пластифікаторів інших типів, було



поставлено серію експериментів із використанням методів математичного планування.

Дослідження проводились із застосуванням в якості заповнювачів кварцового піску ($M_k=1,9$) та гранітного щебеню фракції 5...20 мм (частка піску у суміші заповнювачів – 0,34). Для проведення експериментальних досліджень було використано портландцемент ПАТ “Волинь-цемент” ПЦ I-500Н, та доменний гранульований шлак. Останній вводився в цемент в заданій кількості при помелі в лабораторному кульовому млині. Як пластифікуючі добавки використовували суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux, Німеччина), суперпластифікатор нафталін-сульфонатного типу С-3 (Владимирский ЖБК, РФ) та пластифікатор лігносульфонатного типу ЛСТМ (Камский ЦБК, РФ). Витрату цементу в бетонній суміші підтримували постійну – 500 кг/м³, В/Ц змінювалось в діапазоні 0,35...0,55. Випробування проводились на зразках-кубах 10×10 см.

Робота виконувалась в два етапи: на першому досліджували пластифікуючий ефект окремих добавок і композицій на їх основі, вплив їх на міцність при постійному водовмісті бетонних сумішей та різної тривалості тверднення; на другому визначали водоредукуючий ефект добавок та ефективність його використання для підвищення міцнісних характеристик бетону.

Були реалізовані алгоритмізовані експерименти за планом “склад-технологія-властивості” [30; 31]. У даному плані поєднуються симплекс-планування взаємозалежних факторів суміші компонентів та варіювання незалежних технологічних факторів.

Фактори, що варіювались згідно експериментального плану, на першому етапі:

- V_1 – вміст пластифікатора ЛСТМ (0...0,5%);
- V_2 – вміст суперпластифікатора С-3 (0...0,5%);
- V_3 – вміст суперпластифікатора Melflux (0...0,5%);
- X_1 – вміст шлаку (0...30% від маси цементу);
- X_2 – водо-цементне відношення (0,35...0,55).



Після проведення статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі осадки конуса бетонної суміші та пластифікуючого ефекту впливу добавок, а також міцнісних параметрів бетону у вигляді поліноміальних рівнянь регресії типу:

$$y = A_1V_1 + A_2V_2 + A_3V_3 + A_{12}V_1V_2 + A_{13}V_1V_3 + A_{23}V_2V_3 + \\ + \overline{Ab}_{11}V_1V_1 + \overline{Ab}_{12}V_1V_2 + \overline{Ab}_{21}V_2V_1 + \overline{Ab}_{22}V_2x_2 + (1.58) \\ + \overline{Ab}_{31}V_3x_1 + \overline{Ab}_{32}V_3x_2 + b_{12}x_1x_2 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2.$$

Моделі виду (1.58) дозволяють виконувати комплекс розрахунків, пов'язаних з прогнозуванням досліджених вихідних параметрів, що характеризують бетонні суміші і бетони при введенні обраних добавок як окремо, так і в різних композиціях.

На другому етапі досліджень бетонні суміші виготовляли при постійній рухомості ($OK=15...20$ см) на бездобавочному портландцементі з визначенням необхідних значень водоцементного відношення та водоредукуючого ефекту при зміні у широкому діапазоні співвідношень між вибраними добавками. Були реалізовані експерименти за симплекс-решітчастим планом Шеффе "суміш-властивість" [30]. Математичні моделі отримані в результаті даних експериментів мали вигляд:

$$y = A_1V_1 + A_2V_2 + A_3V_3 + A_{12}V_1V_2 + A_{13}V_1V_3 + \\ + A_{23}V_2V_3 + A_{123}V_1V_2V_3. \quad (1.59)$$

Коефіцієнти отриманих математичних моделей виду наведені в табл. 1.23 та табл. 1.24.

При варіюванні обраних факторів в заданих межах осадка конуса бетонних сумішей змінювалась від 4 до 26 см. На рухомість найбільший вплив створювали вміст добавок та V/C . Ефективність комплексного впливу факторів на рухомість суміші оцінювали за величиною пластифікуючого ефекту, який визначався за формулою:

$$PE = \frac{OK - OK_0}{OK_0} \cdot 100\%, \quad (1.60)$$



де OK – осадка конуса при додаванні пластифікуючої добавки;
 OK_0 – осадка конуса контрольного складу.

Таблиця 1.23

Коефіцієнти математичних моделей рухомості бетонної суміші
(OK), пластифікуючого (PE) і водоредукуючого
(BPE) ефектів добавок

Коефіцієнти	Вихідні параметри			Коефіцієнти	Вихідні параметри	
	OK , см	PE , %	BPE , %		OK , см	PE , %
A_1	11,26	6	15,3	$(Ab)_{21}$	-4,64	-22
A_2	6,87	3	15,2	$(Ab)_{22}$	6,12	8
A_3	16,29	37	31,3	$(Ab)_{31}$	-0,53	-6
A_{12}	-11,99	-46	17,4	$(Ab)_{32}$	5,59	5
A_{13}	10,96	88	37,4	b_{12}	-1,38	-9
A_{23}	3,47	0	20	b_{11}	-0,48	3
A_{123}	-	-	41,8	b_{22}	3,23	23
$(Ab)_{11}$	-0,79	-5	-			
$(Ab)_{12}$	7,25	9	-			

Пластифікуючий ефект досліджених добавок різного складу при максимальному їх вмісті 0,5% від маси цементу знаходився в межах від 22% до 82%. Як слідує з математичних моделей PE (табл. 1.24) найбільший пластифікуючий ефект здійснює суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux (при вмісті шлаку в цементі 0%, PE змінюється в межах від 50% до 82% для бетонних сумішей з $B/C=0,35$ і $B/C=0,55$; при вмісті в цементі шлаку 30% – від 38% до 72% при з $B/C=0,35$ і $B/C=0,55$ відповідно). Пластифікатор ЛСТМ і суперпластифікатор С-3 показали дещо нижчі значення пластифікуючого ефекту (рис. 1.26). Збільшення пластифікуючого ефекту добавок всіх видів характерно при збільшенні B/C .



Таблиця 1.24

Коефіцієнти математичних моделей міцнісних
параметрів бетону

Коефі- цієнти	Вихідні параметри				Коефі- цієнти	Вихідні параметри			
	Міцність на стиск (f_{cm}), МПа у віці					Міцність на стиск (f_{cm}), МПа у віці			
	12 год	1 доба	7 діб	28 діб		12 год	1 доба	7 діб	28 діб
A_1	1,79	3,6/ 9,4*	27,9/ 30,7	34/ 39,6	$(Ab)_{21}$	-0,41	-0,12	-1,88	-3,41
A_2	6,74	13,5/ 18,9	23,7/ 43,1	35,4/ 46,7	$(Ab)_{22}$	-0,90	-4,36	-1,44	-2,80
A_3	6,85	13,7/ 18,6	40,5/ 54,3	46,8/ 61,9	$(Ab)_{31}$	-0,10	-1,18	1,72	-5,22
A_{12}	3,28	6,6/ -4,8	-23,4/ 15,1	49,6/ -5,8	$(Ab)_{32}$	-0,90	-3,33	-2,55	-1,00
A_{13}	2,47	4,9/ 16,3	-9,4/ -42,2	33,1/ -6,1	b_{12}	-0,30	-0,04	-0,05	10,64
A_{23}	-2,42	-4,9/ 2,9	0,01/ 41,9	22,7/ 43,9	b_{11}	0,18	0,67	1,51	0,43
A_{123}	-	-/-4	-/106	-/176	b_{22}	0,14	0,30	0,71	-3,41
$(Ab)_{11}$	-0,55	-1,09	-5,73	2,46					
$(Ab)_{12}$	0,00	0,00	-1,08	-4,83					

*над ризикою коефіцієнти математичних моделей міцності бетону без
врахування водоредукуючого ефекту, під ризикою – з врахуванням
водоредукуючого ефекту.

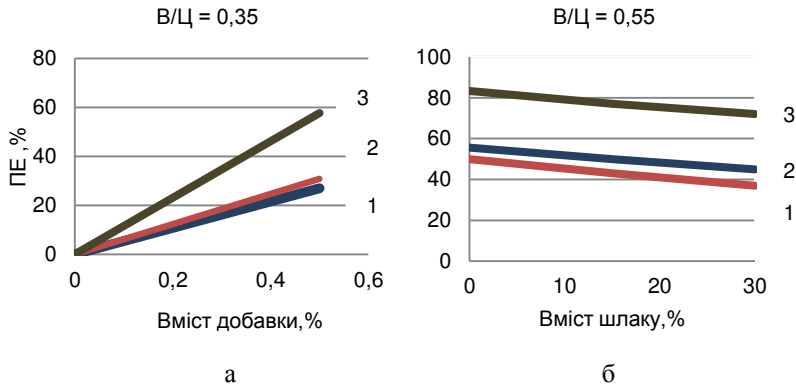


Рис. 1.26. Вплив одинарних добавок на пластифікуючий ефект (ПЕ), %: 1 – добавка ЛСТМ; 2 – С-3; 3 – Melflux

Введення меленого доменного шлаку викликає певне зниження пластифікуючого ефекту досліджуваних добавок. Це більш помітно при високих значеннях B/C (15...30%) (рис. 1.26 б), при низьких B/C вплив шлаку на пластифікуючий ефект добавки незначний (до 15%).

При оцінці спільного впливу добавок різного типу максимальний пластифікуючий ефект спостерігався при поєднанні пластифікатора ЛСТМ з суперпластифікатором Melflux в однакових співвідношеннях (рис. 1.27 а). В даному випадку ПЕ знаходився в межах 52...82%, що наближається до ефекту отриманому при індивідуальному введенні добавки Melflux. Комплексна добавка Melflux і С-3 призводить до зниження ПЕ до 35...68%. Найнижче значення пластифікуючого ефекту отримали при поєднанні пластифікатора ЛСТМ і суперпластифікатора С-3.

Поєднання трьох досліджуваних добавок в однакових пропорціях дозволяє отримати ПЕ при $B/C=0,55$ 60-63%, при $B/C=0,55$ – 29...31%. Аналіз спільного впливу добавок за потрібною діаграмою дозволив встановити область



співвідношень, що забезпечують максимальний пластифікуючий ефект (рис. 1.27 б): при $V/C=0,35$: Melflux – 68...73%, С-3 – 8...12%, ЛСТМ – 18...23% ($PE=37...45\%$); при $V/C=0,55$: Melflux – 48...53%, С-3 – 8...15%, ЛСТМ – 35...42% ($PE=55..65\%$).

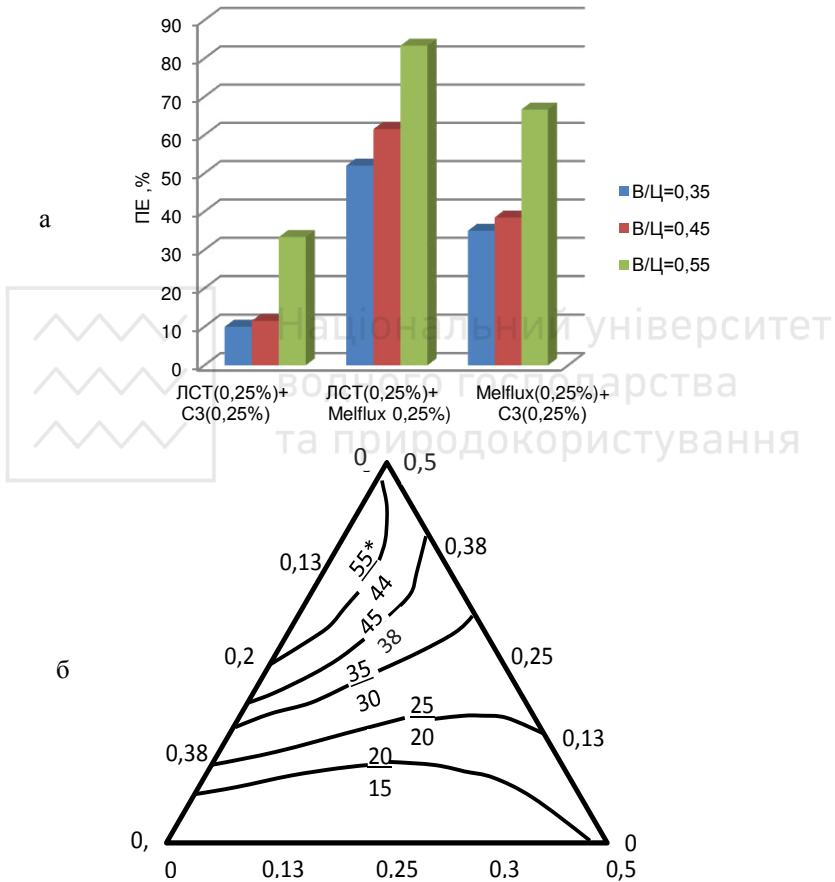


Рис. 1.27. Вплив комплексних добавок на ПЕ, %

* Над рискою значення ПЕ при $V/C = 0,55$, під рискою значення ПЕ при $V/C = 0,35$



Результати досліджень свідчать про те, що бетони з добавками С-3 і Melflux, збільшуючи суттєво рухомість, позитивно також впливають і на міцність навіть за умови незмінних значень V/C (рис. 1.27). Суттєво знижується рання (12 годинна і 1 добова) міцність бетонів без врахування водоредукуючого ефекту при введенні добавки ЛСТМ. Негативний вплив добавки ЛСТМ практично не відчувається у віці 7 діб, а у віці 28 діб спостерігається деякий позитивний ефект. Негативний ефект добавки ЛСТМ в ранньому віці нівелюється поєднанням даного пластифікатора з суперпластифікатором С-3 у складі комплексних добавок (рис. 1.28). Менш ефективні композиції ЛСТМ і Melflux.

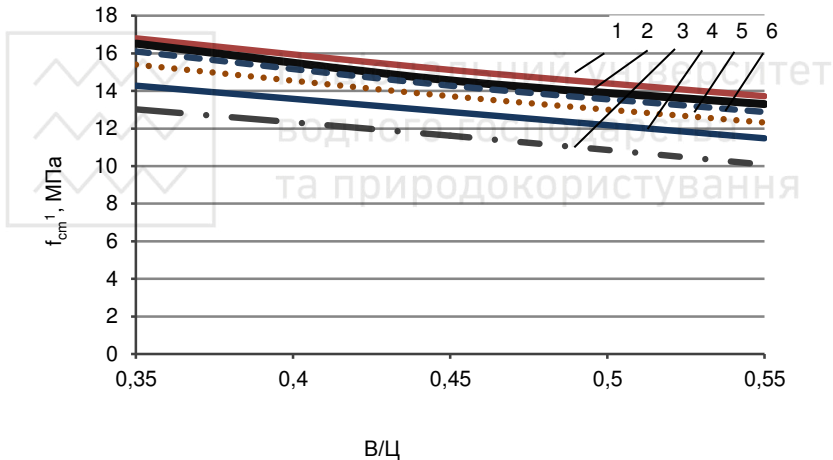


Рис. 1.28. Вплив добавок при їх загальному вмісті 0,5% від маси цементу на міцність бетону при стиску (f_{cm}^1) у віці 1 доби (без врахування водоредукуючого ефекту):

- 1 – С-3; 2 – Melflux; 3 – бетон без добавок; 4 – ЛСТМ+С-3;
- 5 – ЛСТМ+ Melflux; 6 – С-3+Melflux, (в комплексних добавках компоненти прийняті в рівних масових співвідношеннях)



У віці 28 діб, при постійних значеннях V/C , вплив комплексних добавок, що включають ЛСТМ і С-3, ЛСТМ і Melflux, С-3 і Melflux є практично однаковим. Навіть без врахування водоредукуючого ефекту всі ці добавки збільшують міцність на 20...25%. Найбільший ефект збільшення міцності спостерігається при низьких значеннях V/C .

Поєднання трьох добавок – Melflux, ЛСТМ, С-3 веде до деякого зниження їх позитивного ефекту в ранньому віці на міцність бетону при постійних значеннях V/C (рис. 1.29).

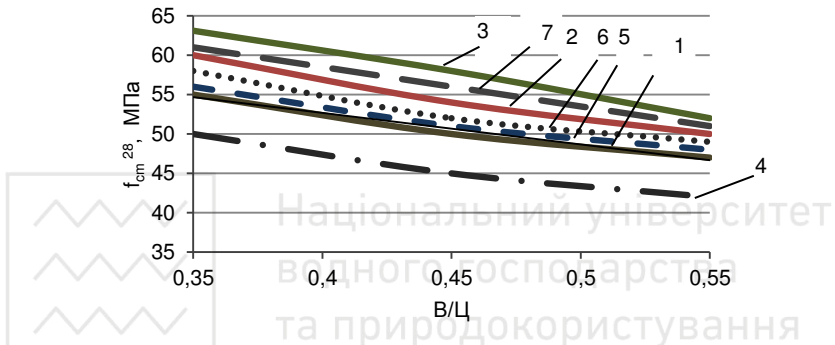


Рис. 1.29. Вплив добавок при їх загальному вмісті 0,5% від маси цементу на міцність при стиску (f_{cm}^{28}) у віці 28 діб (з врахуванням водоредукуючого ефекту):

1 – ЛСТМ; 2 – С-3, 3 – Melflux, 4 – бетон без добавок, 5 – ЛСТМ+С-3, 6 – ЛСТМ+ Melflux, 7 – С-3+ Melflux, (в комплексних добавках компоненти прийняті в рівних масових співвідношеннях)

Позитивний вплив комплексних добавок на міцність бетону, суттєво збільшується при врахуванні їх водоредукуючого ефекту. Останній можна розрахувати за формулою:

$$BPE = \frac{B - B_0}{B_0} \cdot 100\%, \quad (1.61)$$

де B – витрата води при додаванні пластифікуючої добавки без зменшення початкової рухомості ($OK=16...20$ см) бетонної



суміші; B_0 – витрата води для бетонної суміші без вмісту пластифікатора.

Водоредукуючий ефект (BPE) досліджених добавок змінювався в межах 13...28%. На величину водоредукуючого ефекту найбільший вплив становить тип пластифікуючої добавки. Найкращий водоредукуючий ефект показала добавка на основі полікарбоксилатного ефіру (25...30%) нижчий BPE – добавки на основі лігносульфонату і нафталінформальдегіду (10...15%). При оцінці спільного впливу добавок різного типу найкращий BPE спостерігається при поєднанні суперпластифікатора Melflux і пластифікатора ЛСТМ в однакових співвідношеннях. В даному випадку BPE знаходиться в межах 24...28%, що наближається до ефекту отриманого при окремому введенні добавки Melflux. Дещо нижчий BPE показали комплексна добавка Melflux С-3, а також добавка із трьох компонентів Melflux, СП-1, ЛСТМ. Аналізуючи спільний вплив добавок за потрійною діаграмою можна встановити, межі добавок, що забезпечують максимальний водоредукуючий ефект: Melflux – 50...55%, С-3 – 10...15%, ЛСТМ – 30...35%. (рис. 1.30).

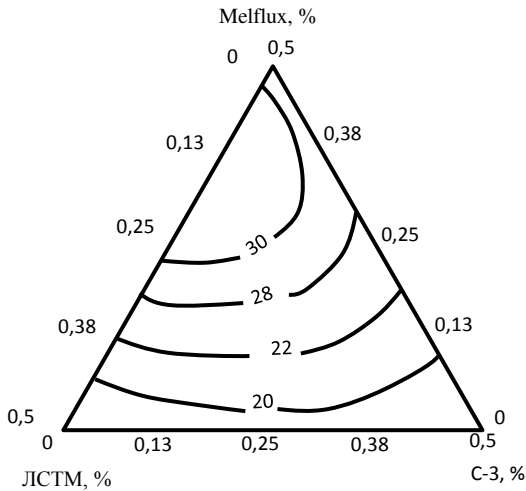


Рис. 1.30. Спільний вплив добавок на BPE



Пряма залежність між підвищенням міцності і BPE спостерігається при зміні вмісту в бетоні лише конкретної добавки. Загальна залежність між приростом міцності в однодобовому віці (Δf_{cm}^1), та і у віці 28 днів (Δf_{cm}^{28}) і BPE не є однозначною для бетонів з добавками різних видів (рис. 1.31).

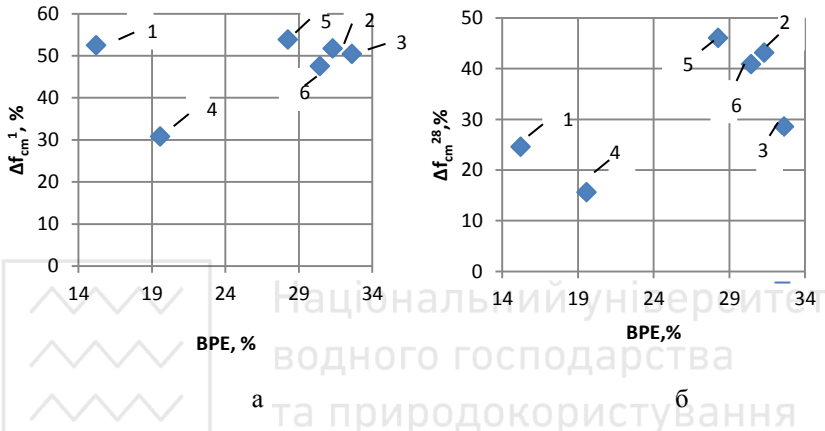


Рис. 1.31. Залежності зміни міцності (Δf_{cm}) у віці одна (а) та 28 (б) днів від $BPE, \%$

1 – С-3; 2 – Melflux; 3 – ЛСТМ+Melflux; 4 – ЛСТМ+С-3; 5 – С-3+Melflux; 6 – ЛСТМ+С-3+Melflux. Загальний вміст добавок 0,5% від маси цементу (в комплексних добавках компоненти прийняті в рівних масових співвідношеннях)

Приріст міцності подвійних комплексних добавок С-3 і Melflux, а також потрійних в системі ЛСТМ, С-3, Melflux наближається до приросту міцності отриманого при окремому введенні добавки Melflux. Найкращі добавки, що забезпечують максимальний приріст міцності за рахунок врахування їх водоредукуючого ефекту, наведені в табл. 1.25.

Визначення оптимальних складів комплексної добавки залежить від конкретних умов оптимізації. Такими умовами можуть бути: наприклад, забезпечення максимальної міцності бетону в 1 добу при постійній рухомості бетонної суміші або



забезпечення максимальної рухомості бетонної суміші без зниження ранньої міцності, та інші.

Таблиця 1.25

Значення приросту міцності бетонної суміші
з врахуванням BPE^*

Добавки	Співвідношення за масою	BPE , %	Δf_c^1 , %	Δf_c^{28} , %
С-3	-	15,22	52,49	24,55
Melflux	-	31,30	51,72	43,18
ЛСТМ+С-3	1:1	19,57	30,78	15,60
ЛСТМ+Melflux	1:1	32,61	50,44	28,57
С-3+Melflux	1:1	28,26	53,87	46,08
ЛСТМ+С-3+ +Melflux	1:1:1	30,43	47,50	40,86

* – загальний вміст добавки 0,5% від маси цементу.

На рис. 1.32 показано приклад графо-аналітичного вибору області оптимальних складів комплексної добавки за умови досягнення бетоном міцності на стиск на 1 добу не менше 12 МПа, у 28 діб не менше 60 МПа із забезпеченням пластифікуючого ефекту не менше 20%. Область складів комплексних добавок, що забезпечують необхідні рівні заданих параметрів, розраховували за математичними моделями. З рис. 1.32 випливає, що така область становить: Melflux – 25...35%, С-3 – 40...50%, ЛСТМ – 25...35.

Отримані математичні моделі міцності бетону з врахуванням ефекту впливу пластифікуючих добавок, дозволяють запропонувати розрахункові формули для вибору C/B при проектуванні складів бетонної суміші з добавками. Як показує аналіз (рис. 1.33) при введенні добавок зберігається лінійна залежність міцності бетону від C/B . При апроксимації експериментальних даних, розрахункову формулу міцності бетону можна представити у вигляді загальної залежності 1.52, що узгоджується з відомими рекомендаціями [9].

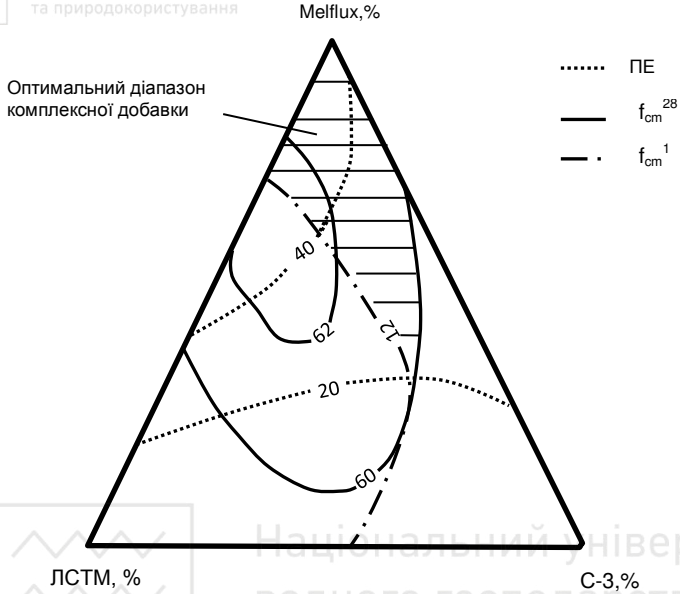


Рис. 1.32. Приклад вибору області оптимальних складів комплексної пластифікуючої добавки

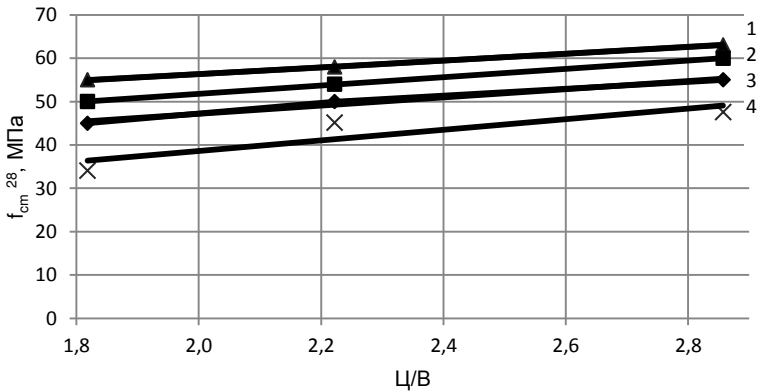


Рис. 1.33. Залежність міцності бетону у віці 28 днів (f_c^{28}) від Ц/В:
1 – Мелфлюкс, 2 – ЛСТМ(0,166%)+С-3 (0,166%)+Мелфлюкс(0,166 %),
3 – С-3 (0,5%), 4 – ЛСТМ (0,5%)



В табл. 1.26 наведені розрахункові значення коефіцієнтів k і v ($A=0,44$).

Таблиця 1.26

Значення коефіцієнтів у рівнянні міцності (1.52)

Вид пластифікуючої добавки	Коефіцієнти рівняння	
	k	v
Melflux (0,5%)	0,43	2,98
C-3 (0,5%)	0,44	3,4
ЛСТМ (0,5%)	0,35	5,22
ЛСТМ(0,166%)+C-3 (0,166%)+Melflux(0,166%)	0,55	1,16

Виконані дослідження показали можливість раціонального поєднання суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу з пластифікуючими добавками інших видів і створення ефективних комплексних добавок, що характеризуються високими пластифікуючим та водоредуруючим ефектами. Аналіз поліноміальних моделей отриманих з допомогою планів “склад-технологія-властивості” дозволяє виконати необхідні розрахунки для оптимізації складів комплексних добавок і знаходження основних параметрів складів бетонних сумішей з їх застосуванням.



1.3. Високоміцні бетони з добавкою метакаоліну*

1.3.1. Вплив метакаоліну на властивості бетонних сумішей

Реалізація сучасної концепції створення ВМБ типу High Performance Concrete можлива завдяки комплексному використанню суперпластифікаторів та дрібнодисперсних активних мінеральних добавок.

Оптимальні дозування цих компонентів, а за необхідності і інших хімічних та мінеральних добавок дозволяють модифікувати структуру бетону і, як наслідок, регулювати реологічні властивості бетонних сумішей, забезпечувати необхідні фізико-механічні показники бетонів, та зниження витрати цементу та енергетичних ресурсів. Особливо ефективним є використання таких комплексних модифікаторів для виготовлення густоармованих конструкцій, конструкцій складної конфігурації.

Найбільш досліджені бетони з додаванням високодисперсних мікрокремнеземистих добавок. Однак, при всій привабливості бетонів і конструкцій з добавкою мікрокремнезему галузь їх використання залишається вузькою. Головною причиною цього є низька технологічність мікрокремнеземів, які у вигляді пиловидних ультрадисперсних матеріалів з насипною густиною від 150 до 500 кг/м³ незручні для транспортування та використання. Тому їх брикетують, гранулюють тощо. Завадою широкому використанню мікрокремнезему в Україні є відсутність постачальників якісної продукції, яка б забезпечувала стабільність та суттєве підвищення характеристик бетону. Здебільшого як мікрокремнезем в Україні можуть використовуватись відходи виробництва феросиліцію, що отримуються на заводах феросплавів [5]. Спеціальні добавки, що вміщують мікрокремнезем (SIKAFUME HR/TU, Aerosil, Elkem) Україна лише імпортує.

Конкурентоздатною мінеральною добавкою для створення високоефективних поліфункціональних

* При підготовці розділу приймала участь к.т.н. Лушнікова Н.В.



модифікаторів бетонів та розчинів, яка може замінити мікрокремнезем, є високоактивний метакаолін (МТК) [32; 33]. Ряд досліджень присвячені використанню метакаоліну з метою заміни цементу в бетонах і будівельних розчинах. У більшості досліджень ефект метакаоліну головним чином пов'язані з його пуцолановою активністю і відповідною модифікації цементної матриці.

Перші відомості про використання метакаоліну в якості пуцоланової добавки в цементні системи відносяться до 1962 р. Метакаолін додавали в бетон при будівництві гребель в Бразилії, щоб запобігти можливому руйнуванню в результаті реакції між лугами в цементу і діоксиду кремнію в заповнювачах. Промислове виробництво високоактивного метакаоліну почалося в середині дев'яностих років двадцятого століття. У Сполучених Штатах, з 1998 року відповідно до ASTM C 618 метакаолін відноситься до групи природних пуцоланів. У більшості країн промисловістю виробляється метакаолін зі стабілізованим хімічним складом, який називається “комерційний мета каолін” [32] “Комерційний метакаолін” використовується в основному при виробництві архітектурного бетону та декоративних будівельних сумішей з поліпшеними технологічними властивостями і високою архітектурною виразністю, а також у сумішах для відновлювальних робіт [21].

Дослідження, проведені Kostuch і ін [19] показали, що метакаолін реагує з гідроксидом кальцію протягом 28 днів. Порівняння пуцоланової активності метакаоліну, доменного гранульованого шлаку, мікрокремнезему і золи-виносу, показали, що метакаолін володіє найвищою пуцолановою активністю (поглинання 1000 мг $\text{Ca}(\text{OH})_2$ по один грам добавки). Аналіз цих результатів дозволяє зробити висновок про більшу активність мінеральної добавки в разі, якщо вона містить в своєму складі більш високий відсоток активного Al_2O_3 , який здатний утворювати сполуки збільшеною кількістю молекул CaO , ніж активний SiO_2 .

Таким чином, відповідно до Kostuch і ін [19] введення до портландцементу 10% метакаоліну знижує вміст вільного



$\text{Ca}(\text{OH})_2$ в розчині порового простору на 70%, в той час як при вмісті метаксаоліну 20%, вміст вільного $\text{Ca}(\text{OH})_2$, дорівнює нулю.

Позитивний вплив добавки метаксаоліну в зниженні загальної пористості системи цементу здійснюється за рахунок зменшення обсягу великих пор, що, в свою чергу, відповідно до даних авторів [32], супроводжується зменшенням водопоглинання, швидкості дифузії солей і зменшення висолоутворення. Це підтверджується дослідженнями Ларбі і ін [34], відповідно до якого, при вмісті в портландцементі до 20% метаксаоліну, максимальний розмір пор зменшується майже в 10 разів. Автори припускають, що зниження загальної пористості і розміру пор супроводжується зменшенням проникності розчину, що викликає скорочення більш ніж в 2 рази коефіцієнта водопоглинання і зменшення 30-60 разів дифузії іонів Cl^- , Na^+ і K^+ .

Вивчення впливу метаксаоліну на міцність цементного тіста і розчинів, проведеного Хатібом зі співавторами [35] показано збільшення максимальної міцності на стиск при введенні 15% метаксаоліну в цемент і 10% у будівельні розчини. Максимальне збільшення міцності (40% для цементного тіста і будівельних розчинів) відбувається на 14-й день твердіння. Дослідження Сабіра та ін [36] показали, що максимальне збільшення міцності бетону – 35% при $W/C=0,4$ і 25% при $W/C=0,45$ спостерігалось на 7-й день тверднення при вмісті метаксаоліну в цементі близько 15%. Однак, за даними [37], при підвищенні метаксаоліну понад 20%, міцність бетону знижується, особливо у більш пізні терміни, що може бути пов'язане з високою водопотребою. Розглянуті вище ефекти типові при використанні метаксаоліну в якості окремого компонента 14, 15, 16, 17. Значна зміна впливу метаксаоліну на властивості цементних систем спостерігається при його одночасному введенні разом із добавкою суперпластифікатора.

Було проведено дослідження впливу добавки метаксаоліну, виготовленого підприємством ТОВ “Західна каолінова компанія” на властивості бетонних сумішей та бетону з метою отримання ВМБ. Метаксаолін, що виробляється даним



підприємством являє собою дисперсний продукт, отриманий термообробкою збагаченого природного каоліну Дерманківського родовища Рівненської області. Нами були визначені основні характеристики метакаоліну (хімічний склад, будівельно-технологічні властивості (табл. 1.27)), 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 Д0 (ВАТ “Волинь- цемент”, м. Здолбунів);
- пісок кварцовий $M_k=1,6$ і $2,4$;
- щебень гранітний (суміш фракцій 5...10 мм (40 %) і 10...20 мм (60%));
- суперпластифікатор С- 3.

Таблиця 1.27

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
Масова частка ферум (ІІІ) оксиду Fe_2O_3 , %	не більше 2,0	0,90	1,06	1,24	0,98	1,40
Масова частка суми оксидів $Na_2O + K_2O$	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



продовження табл.1.27

Розчинний у воді хлорид (СГ), % за масою	не більше 0,01	0,01	0,008	0,01	0,007	0,009
Втрати при прожарюванні, %	не більше 1,0	0,34	0,81	0,93	0,51	0,98
Концентрація водневих іонів водної витяжки (рН)	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. метакаолін, при покращенні ряду властивостей сумішей збільшують їхню водопотребу. Разом з тим використання поліфункціонального модифікатора (ПФМ) на основі суперпластифікатора та метакаоліну за умови раціонального підбору їхнього складу та дозування дозволяє суттєво зменшити витрату води.

Важливим питанням при дослідженні ефективності дрібнодисперсних добавок у литих бетонах, є прогнозування втрати рухомості – т.зв. “життєздатності”, або збережуваності суміші в часі, яке дозволяє вносити корективи при призначенні початкової легкоукладальності та визначати допустиму тривалість транспортування суміші [38].

Для литих бетонних сумішей марки за легкоукладальністю Р5 за показник збережуваності рухомості можна прийняти час, за який середнє значення осадки конуса зменшиться від 22 до 18 см. Для порівняльної оцінки збережуваності рухомості сумішей в часі були проведені



випробування литих бетонних сумішей, склади яких представлені в табл. 1.28.

Таблиця 1.28

Склади бетонних сумішей

№	В/Ц	В/В'яж	Витрата основних компонентів, кг/м ³				Добавки, %, кг/м ³	
			Вода	Цемент	Пісок	Щебінь	СП	МТК
1	0,42	0,42	260	618	451	1000	–	–
2	0,40	0,40	200	500	610	1105	0,50/2,5	–
3	0,44	0,40	200	450	606	1097	0,75/3,75	10/50

Примітка. Використовували пісок з модулем крупності $M_k=2,0$.

На рис. 1.34 представлено кінетику збережаності показника рухомості бетонних сумішей вказаних в табл. 1.32 складів. Найбільші втрати рухомості в часі має суміш з добавкою суперпластифікатору, найменші – з добавкою суперпластифікатору та метакаоліну. Відомо, що литі пластифіковані суміші втрачають рухомість швидше, ніж рівнорухомі суміші без добавки суперпластифікатору, що закономірно пояснюється більшим водовмістом останніх. Сумісне введення суперпластифікатору та метакаоліну сповільнює процеси початкового структуроутворення завдяки чому втрати рухомості протягом 2-х год є незначними. Збережаність рухомості сумішей складів 1-3 становить відповідно 1,27 год, 0,92 год та 2,45 год.

За умови сталого V/V' яж збільшення частки метакаоліну у в'язучому від 5 до 15% призводить до збільшення збережаності приблизно на 20 хв.

Важливими показниками однорідності литих бетонних сумішей є водовідділення та розчиновідділення. Згідно діючих норм для литих бетонних сумішей, тобто сумішей марок за легкоукладальністю Р4, Р5, водовідділення не повинне перевищувати 0,8%, а розчиновідділення – 4%.



ОК, см

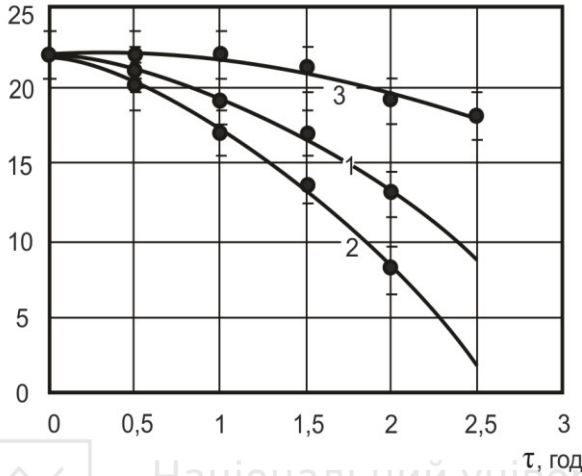


Рис. 1.34. Кінетика зміни рухомості бетонних сумішей за осадкою конуса: 1 – без добавок; 2 – СП-0,25%; 3 – СП-0,75%, МТК-10%

Водовідділення прямо пов'язане із водоутримуючою здатністю цементних паст та бетонних сумішей. Було доведено, що максимальне значення $V/V_{яж}$, яке характеризує граничну водоутримуючу здатність цементного тіста в статичному стані при введенні ПФМ складає близько $2,5 K_{н.г}$ (де $K_{н.г}$ – нормальна густина цементу), що на 80% більше, ніж у цементного тіста без добавок ($1,65K_{н.г}$). Метакаолін, завдяки розвиненій формі частинок, інтенсивно зв'язує воду, тим самим знижуючи водовідділення сумішей.

На рис. 1.35 представлена порівняльна діаграма водовідділення литих бетонних сумішей. Як видно із цих даних, введення ПФМ на основі метакаоліну і суперпластифікатору (склад № 3) дозволяє знизити водовідділення бетонних сумішей порівняно із сумішами без добавок та з добавкою СП майже в 3 рази.

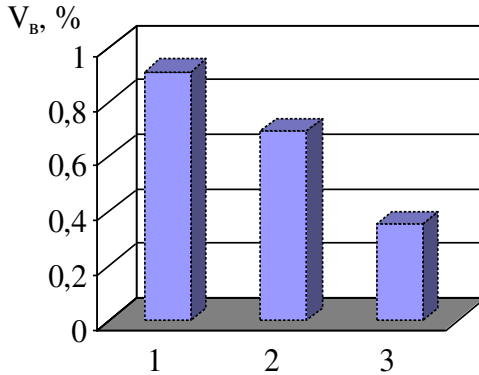


Рис. 1.35. Результати визначення водовідділення литих бетонних сумішей: 1 – без добавок; 2 – СП=0,25%; 3– СП=0,75%, МТК=10%

Ще однією важливою особливістю литих бетонних сумішей є можливість внутрішнього та зовнішнього розшарування. Для оперативної оцінки зв'язності та нерозшаровуваності бетонної суміші запропонований показник розчинівідділення – тангенс кута внутрішнього тертя, який визначається за осадкою (OK) та діаметром (D_p) розпливу стандартного конуса (рис. 1.36):

$$\operatorname{tg}\varphi = (30 - OK) / (0,5D_p). \quad (1.62)$$

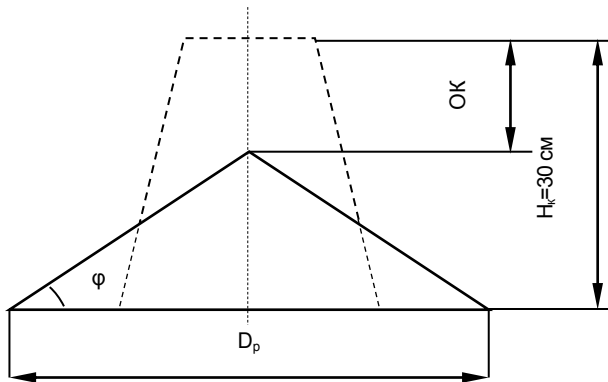


Рис. 1.36. Схема визначення $\operatorname{tg}\varphi$



На рис. 1.37 показані результати визначення показників розчиновідділення за стандартною методикою (а) та формулою (1.63) (б). Показники $tg\varphi$ та розчиновідділення, наведені для складу № 3, практично відповідають значенням, рекомендованим для литих бетонних сумішей з дрібнодисперсними добавками. Введення добавки метакаоліну дозволяє отримати суміші без ознак зовнішнього розшарування, і при раціональному підборі складів бетонів (обмеження витрати щелебю, відсутність перевитрат цементу) для них може бути відмічене лише незначне внутрішнє розшарування.

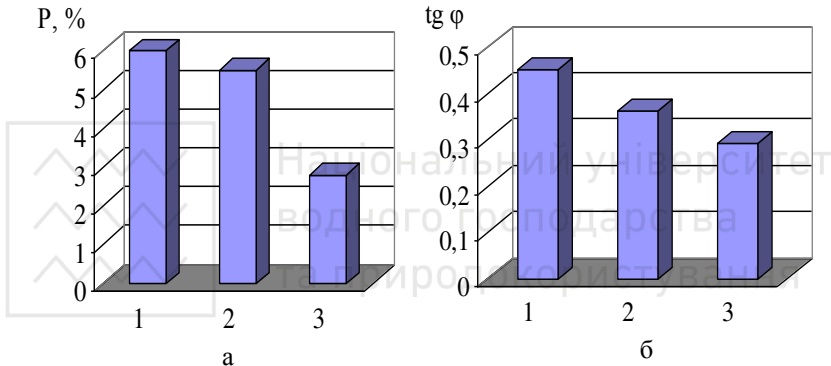


Рис. 1.37. Результати визначення розчиновідділення (а) та $tg\varphi$ (б) литих бетонних сумішей:

1 – без добавок; 2 – СП=0,25%; 3 – СП=0,75%, МТК=10%

1.3.2. Міцність бетонів із добавкою метакаоліну

З метою оцінки впливу метакаоліну на міцність високоміцних бетонів на основі литих сумішей та кінетику їхнього тверднення були реалізовані експерименти за чотирьох факторним тривірневим планом B_4 , умови планування якого наведені в табл. 1.29. 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:

$$f_{cm}^3 = 41,6 - 8,0X_1 + 2,7X_2 + 0,9X_3 + 2,7X_4 - 1,0X_1^2 - 1,6X_2^2 - 1,5X_3^2 - 1,4X_4^2 + 1,5X_1X_2 + 1,0X_1X_3 + 1,2X_2X_3, \quad (1.63)$$

у віці 28 днів:

$$f_{cm}^{28} = 76,5 - 9,9X_1 + 3,5X_2 + 2,0X_3 + 2,8X_4 - 3,0X_1^2 - 1,0X_2^2 - 4,2X_3^2 - 1,3X_4^2 - 0,9X_1X_2 + 1,5X_1X_3 + 2,7X_2X_3, \quad (1.64)$$

Таблиця 1.29

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 метаксаоліну, %, X_3	5	10	15	5
Модуль крупності піску, X_4	1,6	2,0	2,4	0,4

На основі експериментальних даних було отримано рівняння регресії зміни тривалості збережуваності, адекватне при 95%-ій довірчій ймовірності:

$$\tau_{22-18}^3 = 2,35 + 0,22X_1 - 0,18X_2 + 0,19X_3 + 0,14X_4 - 0,11X_1^2 - 0,07X_2^2 + 0,06X_4^2 - 0,05X_2X_3. \quad (1.65)$$

На рис. 1.38 представлені поля міцності бетону на стиск у віці 3 та 28 днів тверднення залежно від значень факторів варіювання. Як видно з рисунку та з рівнянь (1.63) і (1.64), в ранні строки тверднення міцність бетону незначно залежить від зміни витрати метаксаоліну за решти сталих умов. В більш пізні строки тверднення (28 днів) залежність f_{cm}^{28} від витрати метаксаоліну має екстремум, який відповідає максимальній міцності бетону. Слід відзначити, що при збільшенні значення $V/V_{яж}$ оптимальний вміст метаксаоліну збільшується. Таке явище можна пояснити відповідним збільшенням витрати води, необхідної для проходження реакцій гідратації. В стиснених умовах гідратації (при низьких значеннях $V/V_{яж}$ та високих витратах метаксаоліну) кількість води в суміші може бути недостатньою для проходження гідратаційного процесу.

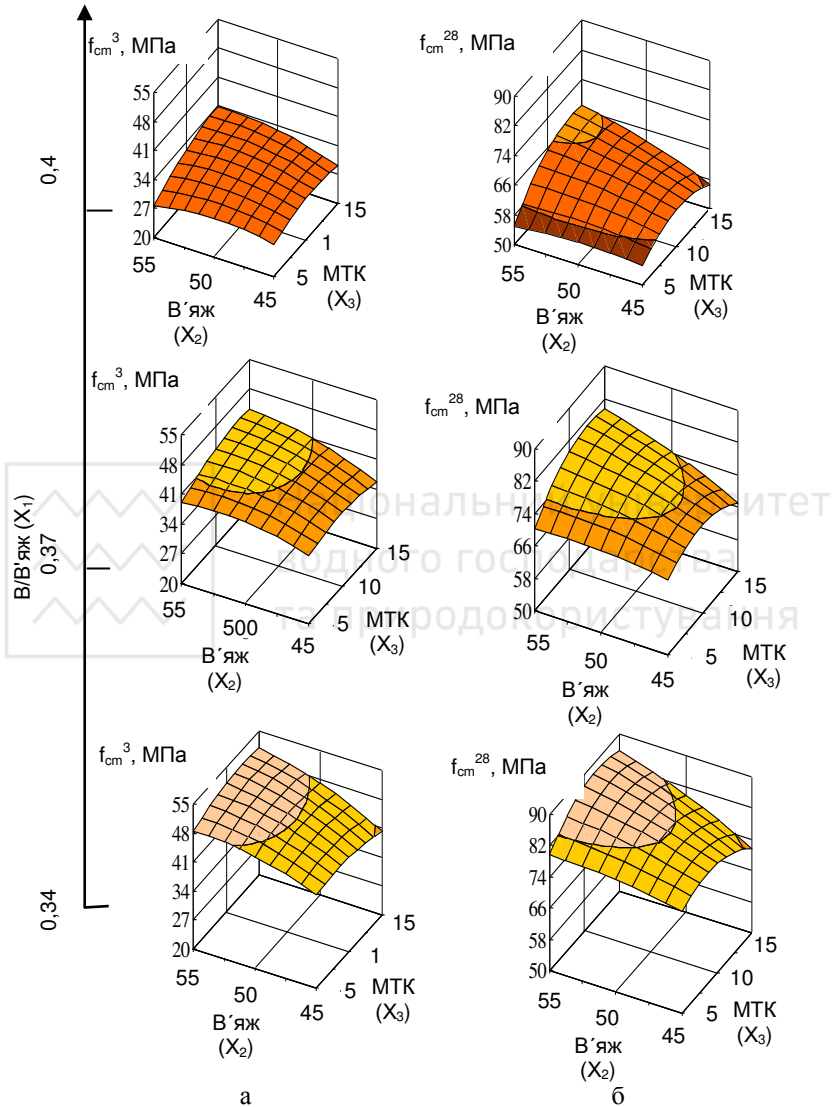


Рис. 1.38. Міцність бетонів на стиск у віці: а – 3 доби; б – 28 діб
(пісок з модулем крупності $M_k=2,0$)



Внаслідок активного зв'язування метаксаоліном $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 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.

На рис. 1.39 представлено кінетику тверднення бетонів досліджуваних складів за міцністю на стиск протягом 28 діб. 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.

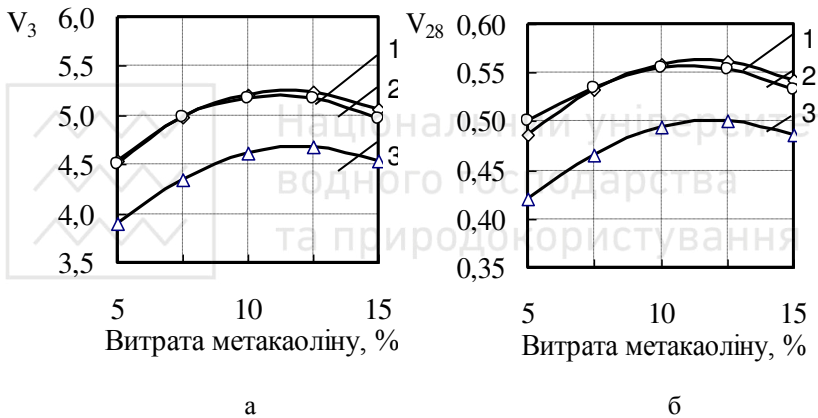


Рис. 1.39. Залежність швидкості тверднення бетону (%) від вмісту метаксаоліну та В/В'яз: 1 – 0,37; 2 – 0,34; 3 – 0,40; (В'яз=500 кг/м³, $M_k=2,0$) у віці: а (V_3) – 3 доби; б (V_{28}) – 28 діб

Згідно рекомендацій [9] 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 [13] наступна формула для визначення коефіцієнту ефективності:

$$K_e = f_i / \sqrt{\sum (f_i + K_y C_i - C_k) \times 100}, \quad (1.66)$$



де f_i і C_i – відповідно міцність бетону і витрата цементу у зразках з наповнювачами порівняно зі зразками з добавкою СП, %; K_u – коефіцієнт зниження витрати цементу при введенні добавки СП.

Величина K_u знаходиться за формулою:

$$K_u = (C_0 - C_k)100 / (C_0 C_k), \quad (1.67)$$

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 мікронаповнювача.

На рис. 1.40 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 $V/V'яз < 0,4$.

Введення метакаоліну до складу бетону в результаті збільшенні однорідності бетону та покращення зчеплення між його складовими збільшує міцність бетону на осьовий розтяг (рис. 1.41).

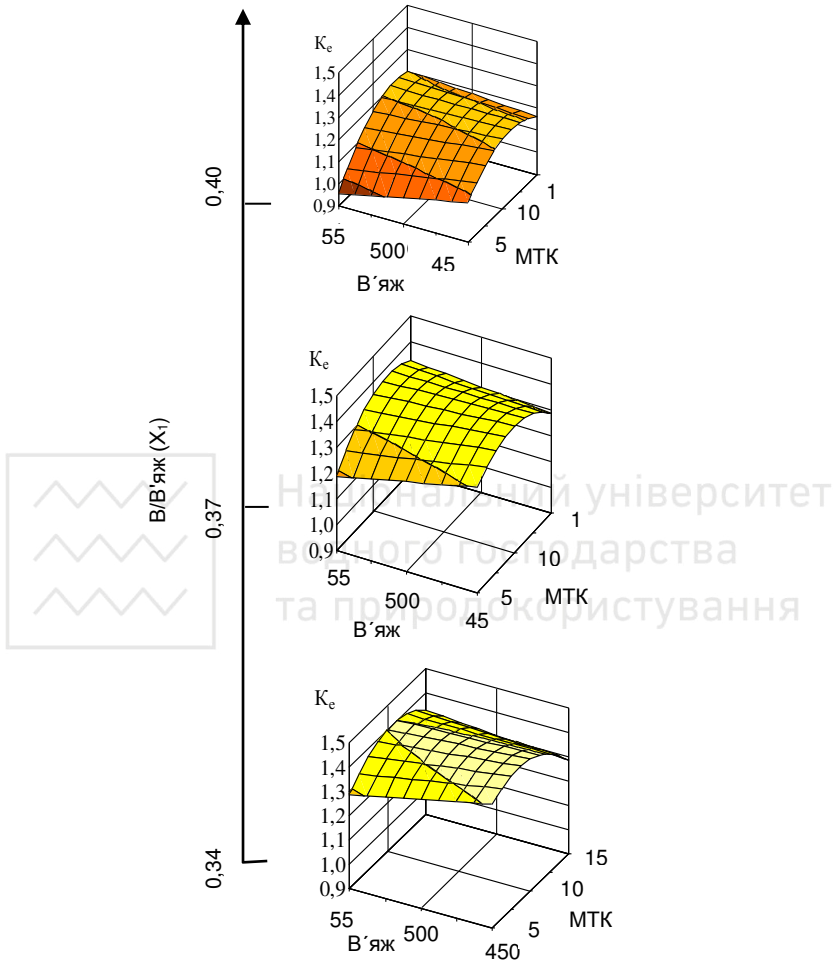


Рис. 1.40. Коефіцієнт ефективності (K_e) залежно від вмісту добавки метакаооліну (МТК), % за масою і витрати в'язучого, кг/м³

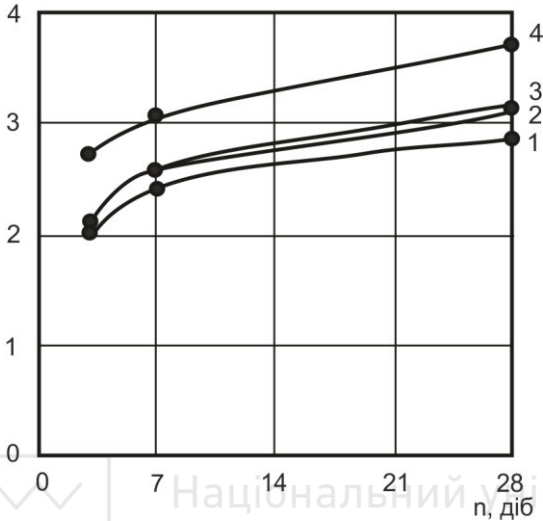


Рис. 1.41. Міцність бетонів на осьовий розтяг:

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%

1.3.3. Проектування оптимальних складів бетонних сумішей

Задача оптимізації складу литих високоміцних бетонів з добавкою ПФМ на основі суперпластифікатору та метакаоліну полягає у мінімізації вартості бетону при забезпеченні збережаності рухомості сумішей τ_{22-18} (осадка конуса суміші від 22 до 18 см) та міцності бетонів на стиск у віці 28 діб f_{cm}^{28} .

Відомо, що вартість цементу, добавок СП та метакаоліну, які витрачаються на 1 м^3 бетону, набагато перевищує вартість заповнювачів. Таким чином мінімізація вартості бетону фактично означає мінімізацію вартості в'язучого $C_{B'яж}$, до якої умовно зараховуємо не тільки метакаолін, але і СП:



$$C_{B'яж} = C_{Ц} \cdot Ц + C_{СП} \cdot СП + C_{МТК} \cdot МТК \rightarrow \min, \quad (1.68)$$

де $C_{Ц}$, $C_{СП}$, $C_{МТК}$ – відповідно вартість, цементу, суперпластифікатору та метаксаоліну, грн./кг; $Ц$, $СП$, $МТК$ – відповідно витрата цементу, суперпластифікатору та метаксаоліну, кг/м³. При умові забезпечення необхідної збережаності суміші та міцності бетону на стиск у віці 28 діб.

За залежністю цільової функції $C_{B'яж}$ від витрати метаксаоліну та діаграмами, отриманими за моделями типу (1.53)-(1.55), може бути знайдена мінімальна кількість метаксаоліну та суперпластифікатору для конкретних умов виготовлення бетону (в тому числі при зміні модуля крупності піску) з урахуванням необхідної збережаності рухливості суміші, міцності бетону та інших показників якості.

Мінімізація вартості є основною задачею лінійного програмування [31]. На можливість використання лінійного програмування в технології збірного залізобетону вказував В.А. Вознесенський [31]. Проте досвід використання методів лінійного програмування у бетонознавстві є невеликим, хоча переваги цього методу очевидні.

Методику розрахунку розглянемо на прикладі визначення складу бетону з добавками СП та МТК при забезпеченні $\tau_{22-18} \geq 2$ год та $f_{cm}^{28} = 80$ МПа, за умови досягнення мінімальної вартості. Модуль крупності піску $M_k = 2,0$.

1. Функції обмежень (1.55) при $\tau_{22-18} = 2$ год та $f_{cm}^{28} = 80$ МПа матимуть наступний вигляд:

$$\begin{aligned} 2 &= 2,35 + 0,22X_1 - 0,18X_2 + 0,19X_3 - 0,11X_1^2 - 0,07X_2^2 - 0,05X_2X_3; \\ 80 &= 76,5 - 9,9X_1 + 3,5X_2 + 2,0X_3 - 3,0X_1^2 - 1,0X_2^2 - 4,2X_3^2 - \\ &\quad - 0,9X_1X_2 + 1,5X_1X_3 + 2,7X_2X_3. \end{aligned}$$

2. Стабілізуємо значення фактору X_3 на середньому рівні (МТК=10%В'яж), тоді вищенаведені рівняння перепишемо у вигляді:

$$\begin{aligned} 0,35 + 0,22X_1 - 0,18X_2 - 0,11X_1^2 - 0,07X_2^2 &= 0; \\ -3,5 - 9,9X_1 + 3,5X_2 - 3,0X_1^2 - 1,0X_2^2 - 0,9X_1X_2 &= 0. \end{aligned}$$

3. Будуємо ізолінії τ_{22-18} та f_{cm}^{28} в залежності від факторів X_1 та X_2 (рис. 1.42) та визначаємо область можливих варіантів рішень (заштрихована ділянка, рис. 1.42).

4. В точках на границі експерименту (рис. 1.42), знаходимо витрату СП та визначаємо значення Ц, СП і МТК в кг.

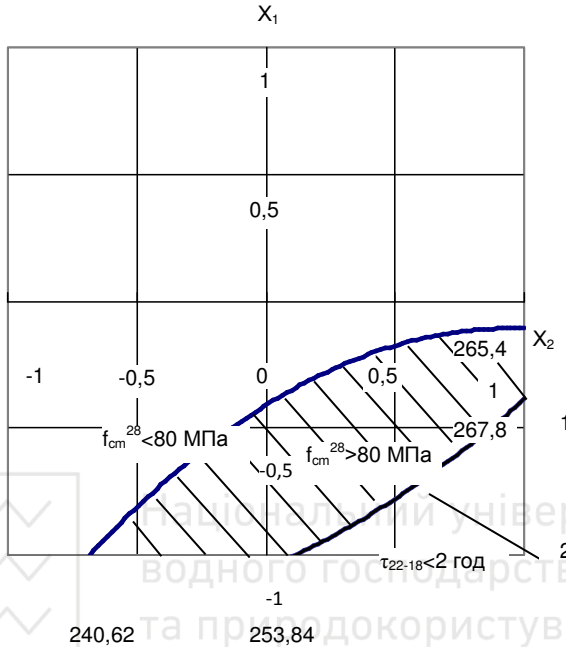


Рис. 1.42. Графічний метод пошуку допустимої області рішень задачі при $X_3=0$, $X_4=0$: 1 – лінія рівня функції $f_{cm}^{28}=80$ МПа; 2 – лінія рівня функції $\tau_{22-18}=2$ год

5. За формулою (1.68) знаходимо в кожній точці вартість в'язучого. Вартість в'язучого в точках на перетині границі області можливих рішень та області значень факторів X_1 та X_2 представлена на рис. 1.42. Як видно з рисунку, мінімальна вартість в'язучого буде в точці на границі допустимої області з координатами $(-0,68; -1)$, яка належить лінії рівня функції f_{cm}^{28} .

Аналогічно можемо провести розрахунок для інших значень f_{cm}^{28} . На рис. 1.43 представлено залежність мінімальної вартості в'язучого в залежності від витрати метаксаоліну та заданої міцності бетону на стиск та лінія мінімальної вартості за умови заданої міцності, за яким можемо знайти мінімально необхідну частку метаксаоліну у в'язучому.

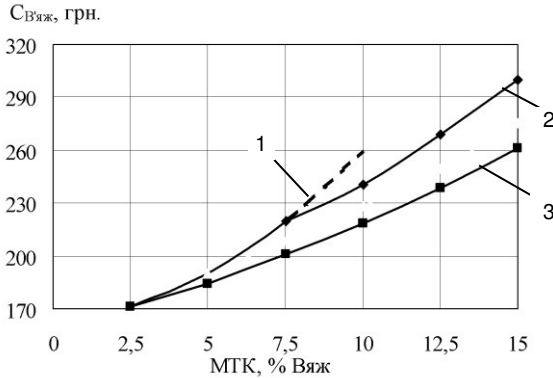


Рис. 1.43. Залежність вартості в'язучого від витрати метакаоліну (при $\tau \geq 2$ год): 1 – лінія мінімальної вартості; 2 – лінія $f_{cm}^{28}=80$ МПа; 3 – лінія $f_{cm}^{28}=60$ МПа

Таким чином, для досягнення міцності на стиск $f_{cm}^{28}=80$ МПа і $\tau \geq 2$ год мінімальна вартість в'язучого забезпечуватиметься при витраті метакаоліну 7,5% від маси в'язучого (35 кг/м³). Витрата суперпластифікатору СП при цьому складатиме, 1,17% від маси в'язучого.

Знаючи витрату цементу, метакаоліну та $B/B'_{\text{в'яз}}$, знаходимо об'єм в'язучого, кг/м³ за формулою:

$$V_{B'_{\text{в'яз}}} = B + Ц / \rho_{\text{ц}} + МТК / \rho_{МТК}, \quad (1.69)$$

де $\rho_{\text{ц}}$ та $\rho_{МТК}$ – відповідна істинна густина цементу та метакаоліну, кг/м³;

Відповідно об'єм заповнювачів:

$$V_3 = 1000 - V_{B'_{\text{в'яз}}}. \quad (1.70)$$

Частка піску в суміші заповнювачів r для литих бетонів може бути визначена за допомогою номограми [5]. При цьому забезпечується однорідність сумішей. При підборі замість витрати цементу враховуємо загальну витрату в'язучого. Витрату піску та щебеню знаходимо за формулами:

$$П = V_3 \cdot r \cdot \rho_n; \quad (1.71)$$

$$Щ = V_3 \cdot (1-r) \cdot \rho_{\text{щ}}, \quad (1.72)$$

де ρ_n та $\rho_{\text{щ}}$ – відповідно істинна густина піску та щебеню, кг/м³.



1.4. Високоміцні дрібнозернисті бетони з застосуванням відходів каменеподрібнення

Поряд з важкими ВМБ, що містять крупний заповнювач існують технологічні передумови для розробки технології високоміцних дрібнозернистих бетонів. Дана проблема є актуальною, враховуючи дефіцит в окремих регіонах кондиційних крупних заповнювачів, а також підвищену однорідність структури дрібнозернистих бетонів та їх тріщиностійкість. Слід зазначити, що технологічні параметри високоміцних дрібнозернистих бетонів вивчені значно менше ніж для звичайних бетонів. В нормах проектування максимальний клас для дрібнозернистих бетонів обмежено класом С40. В якості заповнювача, для дрібнозернистих бетонів актуальних є застосування відсівів – відходів каменеподрібнення.

З метою підтвердження можливості отримання високоміцних дрібнозернистих бетонів з використанням ефективних хімічних та мінеральних добавок було виконано серію експериментів. В досліді було використано портландцемент ПЦ І-500, суперпластифікатори полікарбоксилатного типу Melflux, Sika Viscocrete 225, метакаолін (ТОВ “Західна каолінова компанія”). В якості заповнювача використовувались гранітні відсівы з оптимізованим зерновим складом. Оптимізація зернового складу відсівів виконувалась шляхом додавання до нефракціонованих відсівів з $M_{кр}=3,23$ та вмістом частинок $<0,16$ мм 17% піску з відсівів фракції 2,5...5 мм в кількості 20%. Виготовлялись бетони з однаковим співвідношенням заповнювача до цементу ($З/Ц=3$). Рухомість бетонної суміші підтримувалась в межах марки РЗ (9...15 см). Визначали міцність при стиску у віці 3, 7, 28 діб. Результати дослідів наведені у табл. 1.30.

Максимальні значення міцності при стиску дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах, які були досягнуті в результаті експерименту становили 70...85 МПа. Найбільш впливовим чинником, що забезпечує отримання



підвищеної міцності виявилось низьке B/C бетону забезпечене за рахунок суперпластифікаторів. Так, при використанні добавки Melflux в кількості 0,5% від маси цементу задана рухомість бетонної суміші була досягнута при значенні $B/C=0,32$, а у складах з добавкою Sika Viscocrete 225 (0,5%) – при $B/C=0,34$. Значення міцності на 28 добу становили, відповідно – 78,3 та 76,3 МПа, тобто дані добавки показали практично однакову ефективність у бетонах з відсівами.

Таблиця 1.30

Вплив добавок на отримання високоміцних дрібнозернистих бетонів на гранітних відсівах

№ д.т	Суперпластифікатор, %	Мінеральна добавка, %	B/C	ОК, см	Міцність при стиску (МПа), у віці (діб)		
					3	7	28
1	Melflux, 0,5%	-	0,32	12	63,4	71,2	78,32
2	Sika 225, 0,5%	-	0,34	14	45,4	69,4	76,34
3	Melflux, 0,5%	метакаолін, 5%	0,37	12	43,6	48,4	53,24
4	Melflux, 0,5%	мікрокремнезем, 5%	0,35	13	40,2	56,8	62,48
5	Melflux, 1%	метакаолін, 5%	0,35	13	60,1	75,8	85,6
6	Melflux, 1%	мікрокремнезем, 5%	0,33	14	58,7	80,2	90,4

Введення мінеральних добавок (метакаоліну та мікрокремнезему) підвищеної дисперсності при такій же кількості суперпластифікатора (Melflux) суттєво підвищує B/C (0,4 та 0,38, відповідно), тому досягнуті значення нижчі – 53,2 та 62,5 МПа. Компенсація підвищення водопотреби, викликаного мінеральними добавками спостерігалась лише при збільшенні дози суперпластифікатора до 1%. В даному випадку (серії № 5, 6) значення B/C становили 0,35 та 0,33. Міцність



дрібнозернистого бетону даних серій на 28 добу твердіння становила 85,6 та 90,4 МПа. Підвищення міцності, викликане даними мінеральними добавками підтверджує відомі дані щодо їх використання внаслідок високої гідравлічної активності [21].

Вплив добавок на V/C на міцність спостерігається і на початковій стадії твердіння – на третю та сьому добу твердіння при низьких значеннях V/C дрібнозернистий бетон на гранітних відсівах показує більш високий приріст міцності ніж при звичайних V/C .

Для встановлення впливу факторів складу на властивості дрібнозернистого бетону підвищеної міцності на гранітних відсівах та отримання регресійних залежностей було реалізовано алгоритмізовані дослідження за планом B_3 [30]. У якості варійованих факторів було вибрано: витрата суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux (СП, % (X_1)), вміст частинок $<0,16$ мм у гранітних відсівах (m_p , % (X_2)), витрата метакаоліну (МК, % (X_2)). Умови планування наведені у табл. 1.31.

Таблиця 1.31

Умови планування експерименту

№ з/п	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Натуральний вигляд	Кодовий	-1	0	1	
1	Витрата суперпластифікатора Melflux, СП, %	X_1	0	0,35	0,7	0,25
2	Вміст частинок $<0,16$ мм у відсівах ($m_{0,16}$, %)	X_2	0	6	12	6
3	Вміст метакаоліну (МК, %)	X_3	0	4	8	4

В досліджах використовувались відсіви оптимізованого зернового складу (див. вище). Склад бетону за виключенням



вмісту варійованих добавок під час проведення експерименту був прийнятий постійним ($C=545 \text{ кг/м}^3$, $Z=1640 \text{ кг/м}^3$). Визначали наступні параметри бетону: B/C бетонної суміші, необхідне для досягнення марки за рухомістю $R4$ ($OK = 16...21\text{см}$), границю міцності при стиску у віці 3, 7, 28 діб (табл. 1.32).

Таблиця 1.32

Результати експериментальних досліджень по визначенню B/C та міцності дрібнозернистого бетону підвищеної міцності на гранітних відсівах

Точки плану	Кодовані значення			Натуральні значення			Вихідні параметри		
	X_1	X_2	X_3	$СП, \%$	$m_{0,16}, \%$	$МК, \%$	B/C	f_{cm}^1 діб, МПа	f_{cm}^{28} діб, МПа
1	1	1	1	0,7	12	8	0,32	22,4	72,4
2	1	1	-1	0,7	12	0	0,27	22,4	54,2
3	1	-1	1	0,7	0	8	0,31	20,9	66,8
4	1	-1	-1	0,7	0	0	0,27	20,4	32,6
5	-1	1	1	0	12	8	0,58	16,0	37,3
6	-1	1	-1	0	12	0	0,41	15,8	46,3
7	-1	-1	1	0	0	8	0,49	16,7	48,1
8	-1	-1	-1	0	0	0	0,33	15,9	41,1
9	1	0	0	0,7	6	4	0,30	23,9	69,5
10	-1	0	0	0	6	4	0,46	18,5	56,3
11	0	1	0	0,35	12	4	0,36	22,4	62,0
12	0	-1	0	0,35	0	4	0,32	21,7	56,6
13	0	0	1	0,35	6	8	0,41	19,8	62,0
14	0	0	-1	0,35	6	0	0,31	19,4	49,4
15	0	0	0	0,35	6	4	0,35	22,0	64,0
16	0	0	0	0,35	6	4	0,35	22,0	64,0
17	0	0	0	0,35	6	4	0,35	22,0	64,0



Рівняння регресії вихідних параметрів наведені нижче:

$$B/C=0,35-0,079X_1+0,021X_2+0,052X_3+0,026X_1^2-0,014X_2^2+ \\ +0,011X_3^2-0,018X_1X_2-0,03X_1X_3+0,003X_2X_3; \quad (1.73)$$

$$f_{cm}^1=21,99+2,71X_1+0,34X_2+0,19X_3-0,828X_1^2+0,022X_2^2- \\ -0,37X_3^2+0,538X_1X_2-0,063X_1X_3-0,113X_2X_3; \quad (1.74)$$

$$f_{cm}^{28}=64+6,64X_1+2,7X_2+6,3X_3-1,1X_1^2-4,724X_2^2- \\ -8,326X_3^2+4,1X_1X_2+6,8X_1X_3-4,0X_2X_3. \quad (1.75)$$

Усі варійовані фактори спричиняють суттєву зміну водопотреби бетонної суміші: при переході з нижнього рівня на верхній фактор X_1 викликає зниження B/C , а X_2 та X_3 – підвищення. Квадратичні ефекти факторів у рівнянні (1.73) – незначні. За лінійним впливом досліджувані фактори можна проранжувати у наступній послідовності: $X_1(\text{СП}) > X_3(\text{МК}) > X_2(\text{м}_\text{п})$.

Введення добавки-суперпластифікатора полікарбоксилатного типу викликає максимальне зниження B/C , тому здатне перебороти негативний вплив дисперсних частинок на водопотребу бетонних сумішей. Метакаолін суттєво впливає на водопотребу внаслідок високої питомої поверхні, а також шаруватої структури [39]. Слід відмітити також значне підвищення однорідності суміші, яке спостерігається під час введення метаккаоліну, внаслідок його високої водоутримувальної здатності. Особливо позитивний вплив метаккаоліну на зв'язність і однорідність суміші помітний при відсутності у відсівах частинок $<0,16$ мм ($X_2=-1$). В іншому випадку, коли відсіви містять пилюваті частинки, бетонна суміш має достатню зв'язність і без метаккаоліну (рис. 1.44).

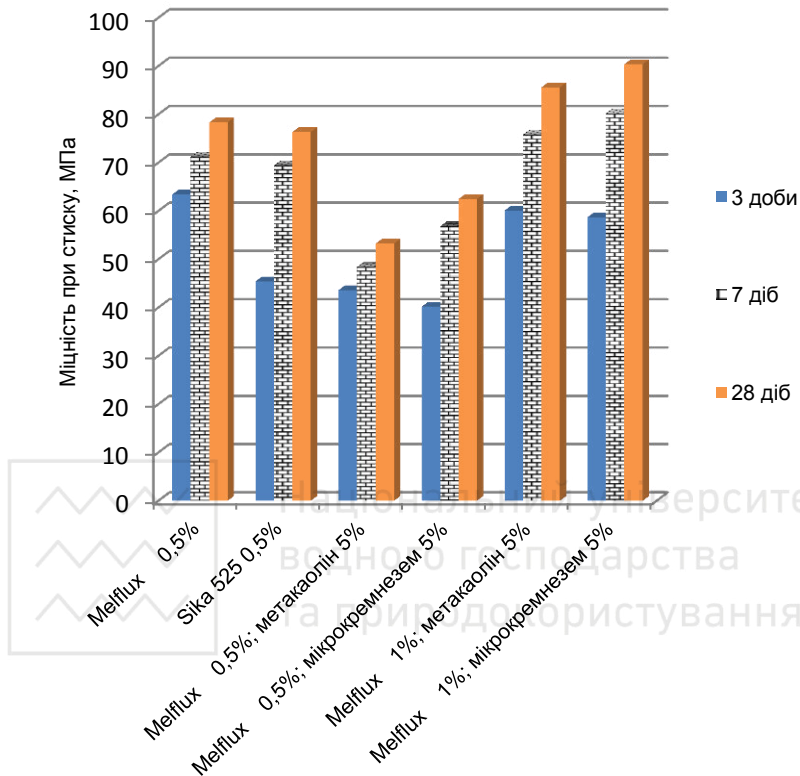


Рис. 1.44. Залежність міцності дрібнозернистих бетонів від виду добавок

Найбільш значними взаємодіями факторів у рівнянні (1.73) є “витрата суперпластифікатора – вміст метаколіну” та “витрата суперпластифікатора – вміст частинок $<0,16$ мм”, котрі підтверджують можливість нівелювання негативного впливу дисперсних частинок за рахунок суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу при низьких значеннях V/C (рис. 1.45). Отримані результати по визначенню міцності бетону підвищеної міцності на гранітних відсівах наведені на рис. 1.46, 1.47.

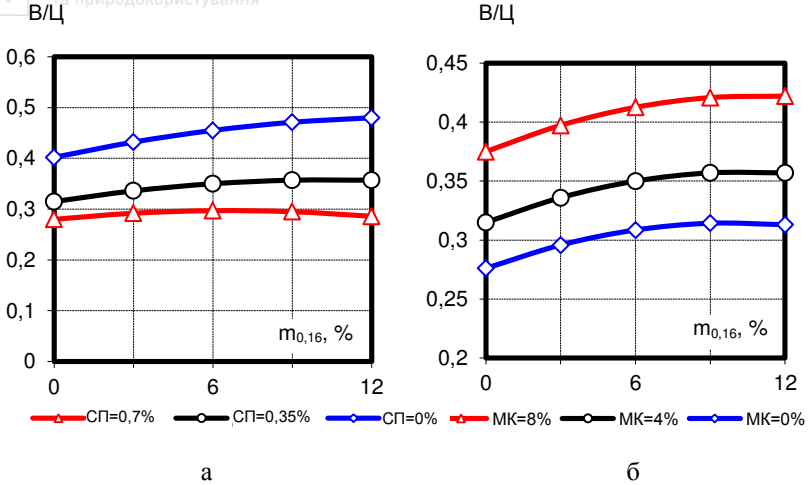


Рис. 1.45. Залежність водоцементного відношення від:

а – вмісту частинок $<0,16$ та вмісту суперпластифікатора;

б – вмісту частинок $<0,16$ та вмісту метаксаоліну

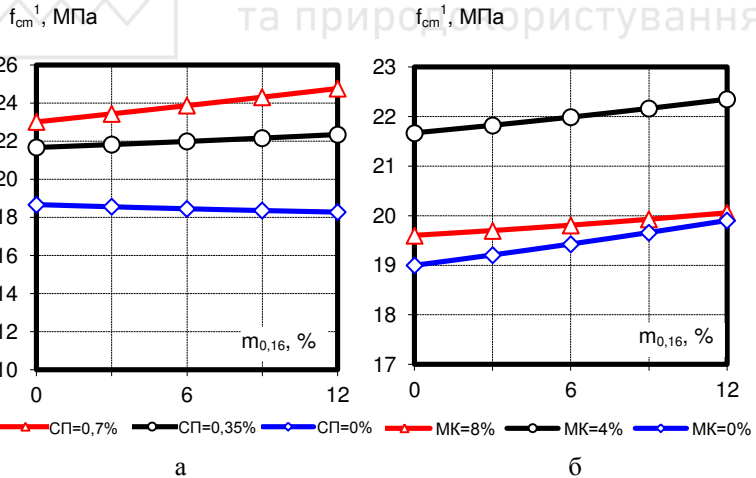


Рис. 1.46. Залежність міцності дрібнозернистого бетону

у віці 1 доба від:

а – вмісту частинок $<0,16$ та вмісту суперпластифікатора;

б – вмісту частинок $<0,16$ та вмісту метаксаоліну



В результаті проведення експерименту було отримано дрібнозернистий бетон на гранітних відсівах з максимальною міцністю на 28 добу 72...75 МПа.

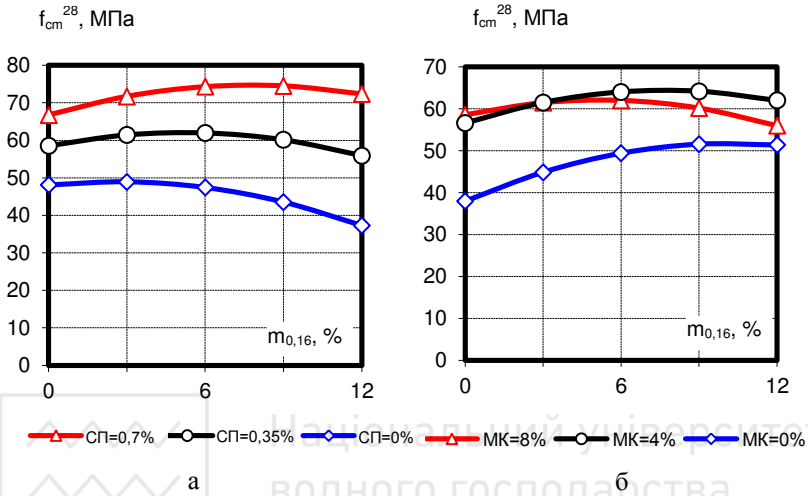


Рис. 1.47. Залежність міцності дрібнозернистого бетону у віці 28 діб від:

- а – вмісту частинок <0,16 та вмісту суперпластифікатора;
б – вмісту частинок <0,16 та вмісту метакаоїну

Усі досліджувані фактори спричиняють суттєвий вплив на міцність. За лінійним впливом максимальне підвищення міцності викликають фактори X_1 та X_2 , фактор X_3 – майже у 2 рази менше (рівняння (1.75)). Збільшення вмісту суперпластифікатора (X_1) спричиняє практично лінійний вплив на міцність, що, в основному, відповідає характеру зміни V/C бетону. Для факторів X_2 та X_3 , котрі виражають вплив мінеральних наповнювачів, характерна наявність у рівняннях міцності суттєвих квадратичних ефектів зі знаком “-”, що свідчить про існування граничної області їх ефективного впливу.

Рівняння (1.75) містить значні коефіцієнти взаємодії факторів, що свідчить про ефективність спільного впливу досліджуваних факторів. Характер взаємодій факторів X_2 (вміст



дисперсних гранітних частинок) та X_3 (вміст метакаоліну) із фактором X_1 (вміст суперпластифікатора) подібний. Зі збільшенням вмісту суперпластифікатора ефект мінеральних компонентів (гранітного пилу та метакаоліну) зростає. У складах, без добавки-суперпластифікатора кількість частинок $<0,16$ мм у відсівах до 4...5% не викликає зміни міцності бетону, а подальше підвищення їх вмісту знижує міцність на 23...25%.

Введення добавки Melflux, внаслідок компенсації підвищеної водопотреби, сприяє позитивному впливу гранітного наповнювача, який при оптимальному поєднанні факторів викликає підвищення міцності на 12...16%. Ефективний вміст гранітного пилу зростає зі збільшенням вмісту суперпластифікатора: вмісті добавки Melflux 0,35% позитивний ефект зберігається до 6...7%, при максимальному вмісті Melflux (0,7% від маси цементу) – до 8...9%. Метакаолін (фактор X_3), внаслідок високої дисперсності та гідравлічній активності [23], демонструє більшу ефективність ніж гранітний пил. Підвищення міцності дрібнозернистого бетону за рахунок цієї добавки складає 35...38%, що узгоджується відомими даними [39]. Так як і у випадку з гранітним пилом, ефективність метакаоліну суттєво зростає із введенням суперпластифікатора, хоча деякий позитивний вплив (8...10%) спостерігається і у непластифікованих сумішах.

Ефект взаємодії факторів, що являють собою мінеральні наповнювачі (X_2 та X_3) – негативний, що свідчить про зниження ефективності при одночасному підвищенні вмісту метакаоліну та кількості гранітних частинок $<0,16$ мм. В данному випадку маємо значне підвищення водопотреби суміші, яке не вдається нейтралізувати за рахунок стеричного ефекту полікарбоксилатного суперпластифікатора при даній його кількості. Для проявлення максимального ефекту метакаоліну при отриманні високоміцного дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах потрібно, щоб вміст частинок $<0,16$ мм у відсівах не перевищував 4...5%, що в принципі узгоджується з вимогами діючої нормативної документації [40].



Найбільш впливовим на досягнення максимальної ранньої міцності відрізняється фактор X_1 (вміст суперпластифікатора), вплив інших факторів незначний, причому проявляється лише при максимальній кількості суперпластифікатора. Вплив суперпластифікатора Melflux в усіх випадках позитивний, тобто сповільнення у ранні терміни, викликаного його дією немає, – підвищення міцності лише за рахунок зниження V/C .

Таким чином, при умові використання ефективних суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу та додаткового впливу високоактивних мінеральних добавок можна отримати високоміцний дрібнозернистий бетон з використанням в якості основного заповнювача гранітних відсівів оптимізованого зернового складу, отриманого шляхом додавання до нефракціонованих відсівів фракції 2,5...5 мм.

Відсіві подрібнення граніту є особливим видом заповнювача, котрий крім певної крупності і вмісту шкідливих домішок характеризується також перервним зерновим складом, складною формою зерен та рельєфом поверхні, підвищеною пустотністю, а також наявністю дисперсних частинок, що можуть за певних умов виконувати роль мінерального наповнювача. Такі особливості гранітних відсівів спричиняють своєрідний вплив на характеристики дрібнозернистого бетону, тому загальноприйняті коефіцієнти у рівняннях міцності потребують, у даному випадку, деякого уточнення.

Отримання високоміцних дрібнозернистих бетонів на відсівах подрібнення можливе при умові нейтралізації негативного впливу пилюватих і глинистих частинок (частинок <0,16 мм) на водопотребу шляхом використання ефективних суперпластифікаторів. Водоредукуючий ефект останніх є визначальним чинником у забезпеченні необхідної міцності.

Було проведено апроксимацію даних міцності при стиску та відповідного V/C при різних значеннях технологічних факторів (рис. 1.48).

На основі отриманих моделей побудована номограма, що дозволяє визначити витрату цементу дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах, враховуючи C/V , рухомість



бетонної суміші, вміст частинок <0,16 мм у відсівах та вміст суперпластифікатора Melflux.

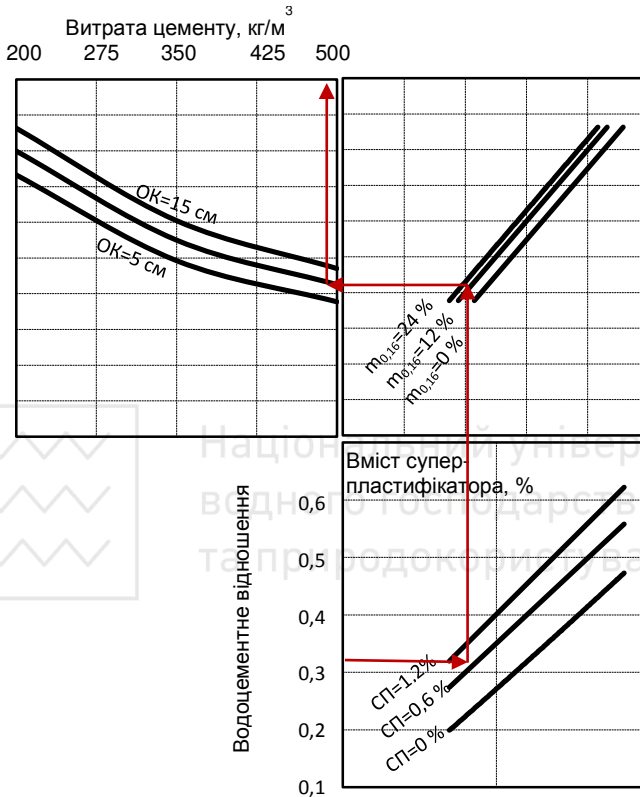


Рис. 1.48. Номограма для визначення витрати цементу

Методика розрахунку полягає в наступному:

1. Задаючись активністю цементу та необхідним значенням міцності бетону у віці 28 днів, вибравши відповідні коефіцієнти з табл. 1.33 знаходимо потрібне Ц/В:

$$f_{cm}^{28} = A \cdot R_c (Ц/В - b). \quad (1.76)$$



Коефіцієнти рівняння по визначенню міцності

Вміст частинок розміром <0,16 мм у відсіві, $m_{0,16}$ %	A	b
0	0,27	-0,79
12	0,38	0,07
24	0,51	0,11

2. Переходимо до B/C :

$$B/C = 1/(C/B). \quad (1.77)$$

3. За номограмою (рис. 1.48), враховуючи рухомість суміші, кількість частинок <0,16 мм у відсіві знаходимо витрати цементу та суперпластифікатора.

4. За формулою (1.78), знаючи витрату цементу та водоцементне відношення, знаходимо витрату води:

$$B = C \cdot (B/C). \quad (1.78)$$

5. За формулами (1.79-1.81), знаючи витрату та густину цементу і витрату води, знаходимо об'єм цементного тіста, об'єм та витрату заповнювача:

$$V_{ц.т} = \frac{C}{\rho_c} + B; \quad (1.79)$$

$$V_з = 1000 - V_{ц.т}; \quad (1.80)$$

$$M_з = V_з \cdot \rho_з. \quad (1.81)$$

Приклад розрахунку. Розрахуємо склад дрібнозернистого бетону з 28-добовою міцністю на стиск 60 МПа. Рухомість бетонної суміші рівна 10 см. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор Melflux в кількості 0,6% від C . Активність цементу – 50 МПа. Вміст у відсіві пилюватих частинок <0,16 мм – 12%. Рухомість суміші $OK=10$ см.

1. За заданими активністю цементу та необхідним значенням міцності бетону у віці 28 діб, знаходимо потрібне C/B :

$$f_{cm}^{28} = 0,38 R_c (C/B - 0,07);$$



$$\frac{Ц}{B} = \left(\frac{f_{cm}^{28}}{0,38R_c} \right) - 0,797 = \left(\frac{60}{0,38 \cdot 50} \right) + 0,07 = 3,23.$$

2. Знаходимо B/C :

$$B/C = 1/3,23 = 0,31.$$

3. За номограмою (рис. 1.48) знаходимо витрату цементу, яка становить 495 кг/м^3 .

4. За формулою (1.78), знаючи витрату цементу та водоцементне відношення, знаходимо витрату води:

$$B = 495 \cdot 0,31 = 153 \text{ л/м}^3.$$

5. За формулами 1.79-1.81 знаючи витрату та густину цементу і витрату води, знаходимо об'єм цементного тіста, об'єм та масу заповнювача:

$$V_{ц.т} = \frac{Ц}{\rho_{ц}} + B = \frac{495}{3,1} + 153 = 313 \text{ л};$$

$$V_3 = 1000 - 313 = 687 \text{ л};$$

$$M_3 = 687 \cdot 2,7 = 1854 \text{ кг/м}^3.$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад:

- цемент – 495 кг/м^3 ;
- відсів – 1854 кг/м^3 ;
- вода – 153 л/м^3 ;
- суперпластифікатор Melflux – $2,9 \text{ кг/м}^3$.



1.5. Високоміцні бетони на основі композиційних цементів

В практиці отримання високоміцних бетонів є успішним досвід застосування в'язучих низької водо потреби, в які вводиться значна кількість мінеральних добавок [5]. Але необхідність введення при помелі таких цементів добавок суперпластифікаторів ускладнює їх технологію і приводить до певної нестабільності якісних параметрів в'язучого. Значний інтерес представляють в цьому плані так звані багатокомпонентні цементы, які можна вважати різновидом композиційних цементів (КЦ). В монографії приведені результати експериментів, які мали за мету визначити технологічні параметри отримання високоміцних бетонів на цементах, що містять комбіновану мінеральну добавку – доменний шлак і золу-виносу. Застосовували портландцементний клінкер ПАТ “Волинь-цемент”, доменний шлак Криворізького металургійного комбінату і золу-виносу Бурштинської ТЕС. Характеристика вихідних матеріалів наведена в табл. 1.34-1.36 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 1.34

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
Вміст іону хлору	Cl	-
Нерозчинний залишок	НЗ	0,28
Втрати при прожарюванні	ВПП	0,33
Коефіцієнт насичення	КН	0,94
Силікатний модуль	n	2,26
Глиноземистий модуль	p	1,31
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 1.35

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 1.36

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

Для дослідження водопотреби і легкоукладальності бетонних сумішей на основі композиційних золівмісних цементів з добавками ПФМ був реалізований трирівневий чотирьохфакторний план В₄ [30], умови реалізації якого наведені в табл. 1.35.

Таблиця 1.35

Умови планування експериментів

Фактори впливу		Рівні варіювання			Інтервал
Натуральний вид	Кодований	-1	0	+1	
Вміст добавки СП, %	X_1	0,4	0,7	1,0	0,3
Питома поверхня КЦ, $S_{\text{п.п.}}$, м ² /кг	X_2	350	450	550	100
Витрата цементу Ц, кг/м ³	X_3	300	400	500	2
Рухомість суміші, ОК, см	X_4	2	13	24	11

Після обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримали математичну модель водопотреби бетонної суміші при використанні золівмісних композиційних цементів:

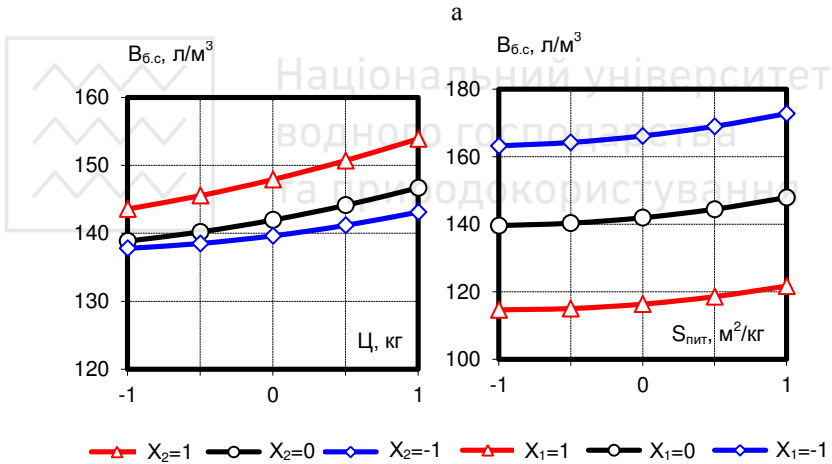
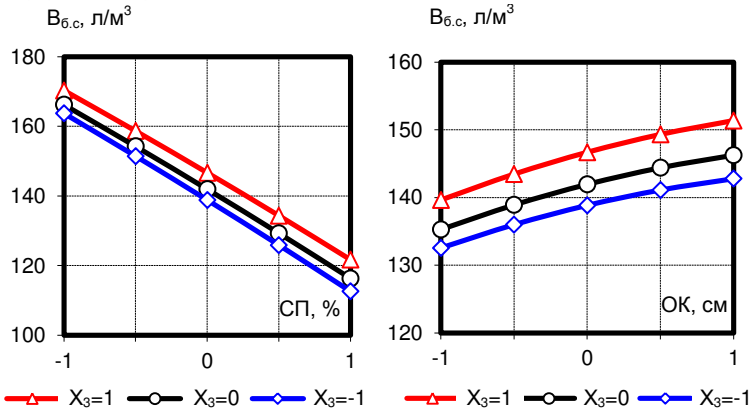
$$B_{\text{в.с.}} = 142 - 24,92X_1 + 4,14X_2 + 3,92X_3 + 5,49X_4 - 0,63X_1X_2 + 0,63X_1X_3 + 1,25X_2X_3 - 1,25X_2X_4 + 0,38X_3X_4 - 0,68X_1^2 + 1,82X_2^2 + 0,82X_3^2 - 1,18X_4^2. \quad (1.82)$$



Аналізуючи математичну модель (1.82) звернемо увагу на наявність суттєвої взаємодії ефектів впливу питомої поверхні цементу та витрати КЦ, а також рухомості бетонної суміші. Зокрема, при збільшенні S_{num} КЦ водопотреба бетонної суміші зменшується при збільшенні показника рухомості, а також при зменшенні витрати цементу. Суттєвий нелінійний ефект простежується при аналізі впливу питомої поверхні на рухомість сумішей. Ранжування кількісних ефектів впливу досліджуваних факторів на водопотребу дозволяє розташувати їх за спадаючою силою впливу $X_1 > X_2 > X_3 > X_4$.

Графічні залежності водопотреби бетонної суміші від досліджених технологічних факторів наведені на рис. 1.49.

Аналізуючи графіки, наведені на рис. 1.49, приходимо до висновку, що найбільший вплив на водопотребу бетонних сумішей має вміст добавки суперпластифікатора (СП), збільшення витрати якого з 0,4% до 1% (від маси КЦ) зумовлює практично лінійне зменшення водопотреби бетонної суміші з 170...180 л/м³ до 110...120 л/м³. Вплив інших факторів є менш значним. При збільшенні рухливості бетонної суміші від жорсткої до литої консистенції витрата води зростає на 10...15 л/м³. Підвищена дисперсність в'язучого (450...550 м²/кг) спричиняє збільшення витрати води на 7...10 л/м³ у порівнянні з питомою поверхнею 350...450 м²/кг. При збільшенні дисперсності з 350 до 450 м²/кг підвищення витрати води є меншою у порівнянні зі збільшенням S_{num} від 450 до 550 м²/кг. Вміст КЦ є найменш значимим фактором щодо впливу на водопотребу в дослідженому діапазоні, при збільшенні долі якого з 300 кг/м³ до 500 кг/м³ водопотреба зростає на 3...6 л/м³, а при підвищеній дисперсності – до 10 л/м³.



б

Рис. 1.49. Вплив факторів складу на водопотребу бетонних сумішей на основі золівмісних композиційних цементів:

а – вплив витрати цементу, вмісту добавки СП та рухомість суміші;
б – вплив питомої поверхні, витрати цементу та вмісту добавки СП

Таким чином, проведені дослідження свідчать про те, що для отримання литих та самоущільнювальних бетонних сумішей на основі КЦ в усьому діапазоні витрат цементу і його дисперсності необхідною умовою є підвищена витрата



(0,7...1,0%) суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Sika VC 225.

Аналіз отриманих графіків свідчить про те, що рухомість бетонних сумішей як відповідає $OK > 22$ см досягається при підвищеній витраті суперпластифікатора $СП = 0,7...1\%$, $S_{num} = 350...450 \text{ м}^2/\text{кг}$. Витрата цементу, в свою чергу, не чинить суттєвого впливу на рухомість.

Визначення водопотреби і її регулювання від зміни основних технологічних факторів може здійснюватися за допомогою номограми (рис. 1.50), що побудована на основі математичної моделі (1.82).

Як відомо, водопотреба бетонних сумішей кореляційно зв'язана з нормальною густиною цементу. Відповідні експериментальні дані щодо залежності водопотреби бетонних сумішей на основі композиційних цементів НГ з добавкою СП при різній легкоукладальності наведені у табл. 1.36.

Таблиця 1.36

Залежності водопотреби бетонних сумішей від НГ цементу та максимальної крупності заповнювачів

НГ, %	$B_{б.с.}$, кг/м ³ при її консистенції			
	$OK = 1...4$ см		$OK > 22$ см	
	$D_{max} = 20$ мм	$D_{max} = 5$ мм	$D_{max} = 20$ мм	$D_{max} = 5$ мм
16	105	135	145	230
20	125	165	175	250
24	150	220	210	275

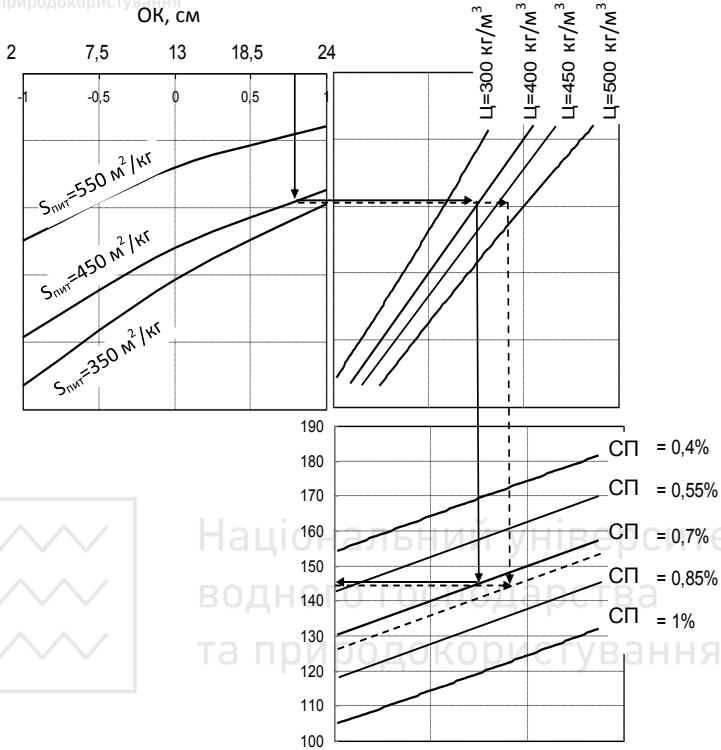


Рис. 1.50. Номограма визначення водопотреби бетонних сумішей на основі золовмісних КЦ

Основні дослідження впливу дисперсності КЦ, вмісту добавки СП та B/C на міцнісні показники бетонів на основі композиційних цементів були виконані із застосуванням тривірневого двохфакторного плану B_2 , умови планування якого наведені в табл. 1.37.

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 одно та 28 добовому віці.

Таблиця 1.37

Умови планування експериментів

Фактори		Рівні варіювання факторів			Інтервал варіювання
Натуральний вид	Кодований вид	-1	0	+1	
<i>В/Ц</i>	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} , м ² /кг	X_3	350	450	550	100

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі міцності у вигляді поліноміальних рівнянь регресії.

Статистичні моделі міцності бетонів на основі золівмісних КЦ:

$$f_{cm}^1 = 36,72 - 2,31X_1 + 1,68X_2 + 6,3X_3 + 0,36X_1X_2 + 0,72X_1X_3 - 0,21X_2X_3 + 0,21X_1^2 - 4,8X_2^2 - 0,91X_3^2 \quad (1.83)$$

$$f_{cm}^{28} = 80,1 - 6,09X_1 - 0,3X_2 + 9,57X_3 + 0,01X_1X_2 + 1,86X_1X_3 + 0,38X_2X_3 - 2,5X_1^2 - 4,28X_2^2 - 3,78X_3^2 \quad (1.84)$$

$$f_{c,tn}^{28} = 5,08 - 0,262X_1 - 0,013X_2 + 0,415X_3 + 0,069X_1X_3 + 0,001X_2X_3 + 0,027X_1^2 - 0,185 \cdot X_2^2 - 0,172X_3^2 \quad (1.85)$$

При аналізі математичних моделей (1.83)-(1.85), прослідковується суттєва взаємодія факторів *В/Ц* 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. 1.51, на розтяг при розколюванні у віці 28 діб – на рис. 1.52.

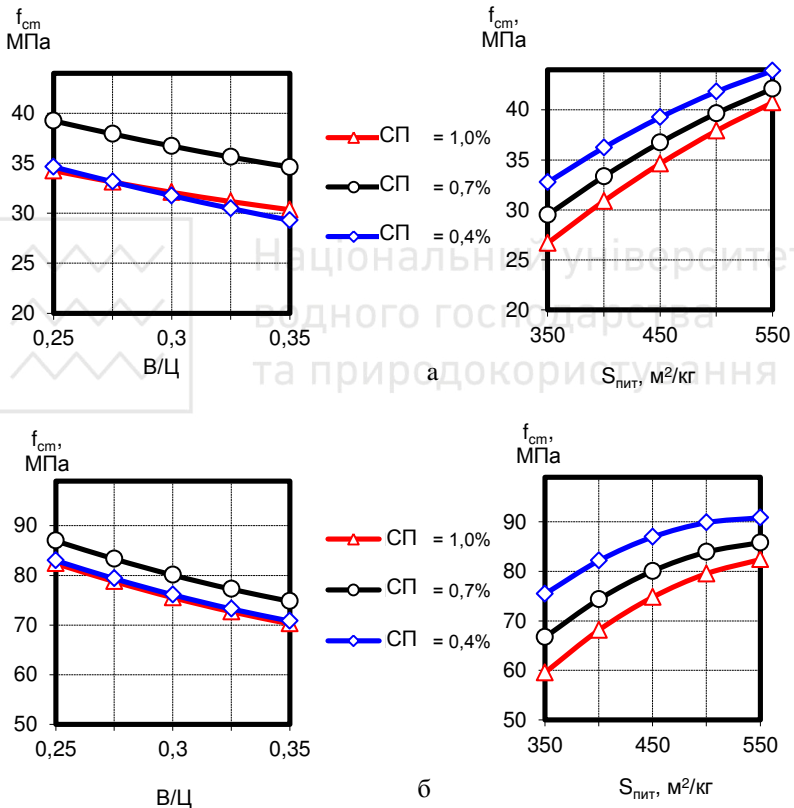


Рис. 1.51. Залежності міцності бетону на стиск у віці 1 (а) та 28 діб (б)

Аналізуючи отримані дані та графічні залежності (рис. 1.51), приходимо до висновку, що міцність при стиску досліджуваних бетонів у віці 1 доби лежить в межах



20...43 МПа, у віці 28 днів – 59...92 МПа, при витраті в'язучого 500 кг/м^3 , (вміст цементного клінкеру – 250 кг/м^3 бетонної суміші).

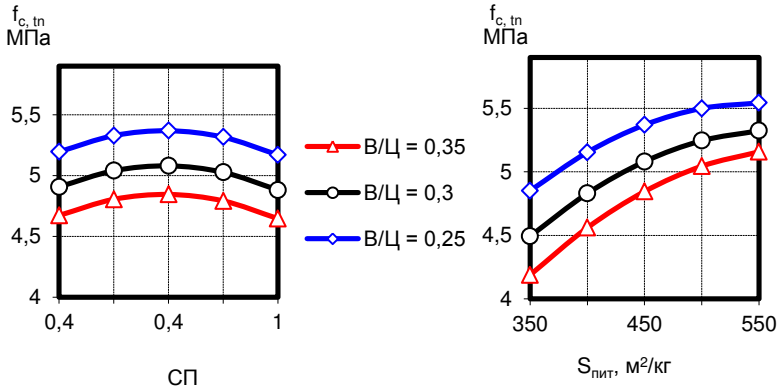


Рис. 1.52. Залежності міцності бетону на розтяг при розколюванні у віці 28 днів

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 ($S_{num}=450...550 \text{ м}^2/\text{кг}$) мають вищу міцність на 40...50% у порівнянні з $S_{num}=350 \text{ м}^2/\text{кг}$, у більш пізньому віці вплив дисперсності згладжується. В/Ц 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. 1.52) міцність досліджуваних бетонів на розтяг при розколюванні у віці 28 днів 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. 1.51, 1.52) 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 $S_{num}=450...550 \text{ м}^2/\text{кг}$ дозволяє отримати бетони з міцністю при стиску у віці 28 днів понад 75 МПа.



На основі отриманих даних та математичної моделі (1.84) була побудована номограма (рис. 1.53).

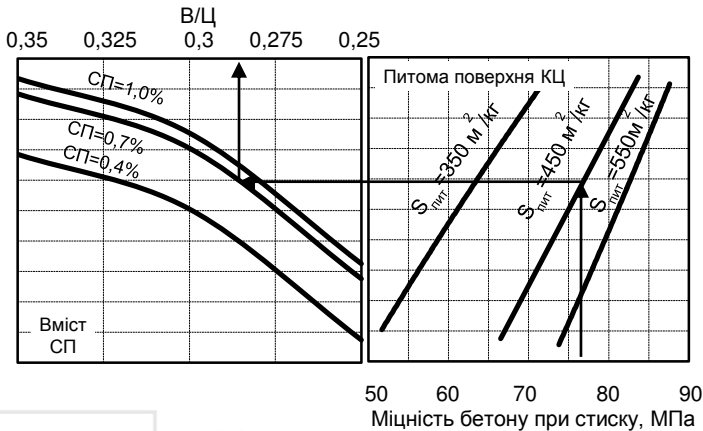


Рис. 1.53. Номограма визначення міцності бетонів на основі золівмісних КЦ у віці 28 діб

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 V_4 [30], умови планування якого наведені в табл. 1.38.

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 витримання – 2 год; підйом температури зі швидкістю $25^\circ \text{C}/\text{год}$; ізотермічна витримка – згідно умов планування (табл. 1.38); “термосне” охолодження. Після ТВО визначали



міцність зразків при стиску через 4 год після пропарювання та у віці 28 діб, а також зразків, які тверднули при нормальних умовах.

Таблиця 1.38

Умови планування експериментів при визначенні оптимальних параметрів режиму ТВО

Фактори впливу		Рівні варіювання факторів			Інтервал варіювання
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:

$$f_{\text{cm}}^{\text{TBO}} = 58,3 - 0,46X_1 - 11,24X_2 + 1,36X_3 + 2,6X_4 + 0,8X_1X_2 + 0,14X_1X_3 + 0,2X_2X_3 - 1,7X_1^2 + 4,0X_2^2 + 0,8X_3^2 + 1,85X_4^2; \quad (1.86)$$

- у віці 28 діб:

$$f_{\text{cm}}^{\text{TBO } 28} = 65,04 + 0,46X_1 - 10,5X_2 + 0,5X_3 + 0,97X_4 - 0,49X_1X_2 + 0,24X_1X_4 - 0,3X_2X_3 - 0,16X_2X_4 - 0,5X_1^2 + 4,2X_2^2 + 0,6X_3^2 - 0,6X_4^2. \quad (1.87)$$

Графічні залежності міцності пропареного бетону на основі золівмісних КЦ від технологічних факторів через 4 год після ТВО наведені на рис. 1.54, а у віці 28 діб на рис. 1.55.

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



В/Ц, 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° С (точки 22 і 24) за інших рівних умов пропареного бетону на основі золівмісних КЦ.

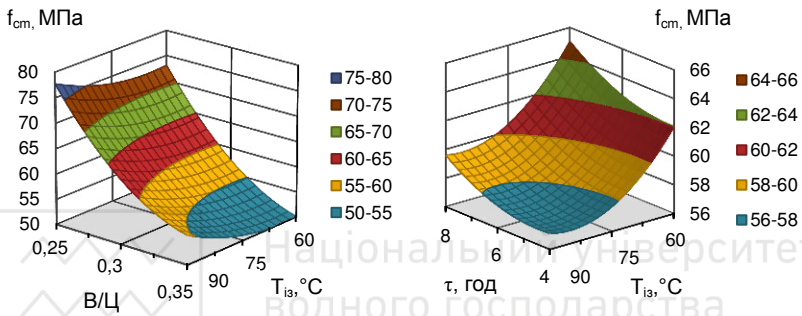


Рис. 1.54. Вплив технологічних факторів на міцність бетону після пропарування

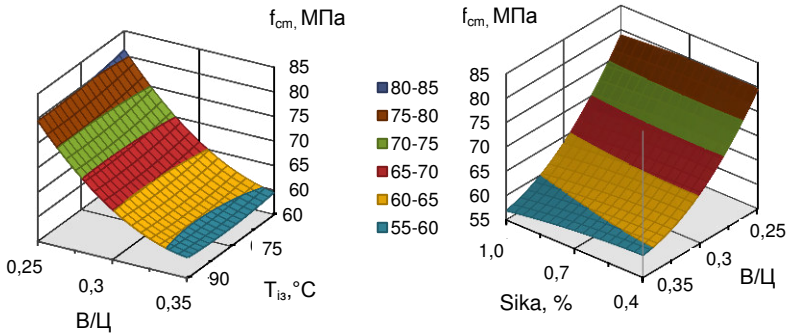


Рис. 1.55. Вплив технологічних факторів на міцність пропареного бетону у віці 28 діб на основі золівмісних КЦ

У випадку збільшення ізотермічної витримки з 4 до 8 год спостерігаємо ріст міцності в межах 10...15%, так само як і при збільшення температури ТВО на 25...30° С. 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, що є позитивним моментом при виготовленні сучасних високотехнологічних бетонів, здатних до самоущільнення.

У віці 28 діб (рис. 1.55) 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 рухливість бетонної суміші. Оскільки всі міцнісні характеристики можна однозначно пов’язати з V/C , то задача може бути вирішена за наступним алгоритмом.

1. З моделей міцності при твердінні в нормальних умовах (1.84) та після ТВО (1.86), (1.87) визначаємо V/C , яке забезпечує кожну із заданих міцнісних властивостей.

Для розв’язання цих моделей відносно V/C слід задатись значеннями інших факторів, зокрема вмістом СП та параметрами ТВО. В першому наближенні з умови мінімальної собівартості для бетонів з помірно рухливих 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 V/C приймають мінімальне, яке забезпечує усі властивості. При суттєвих (більше 25%) відмінностях між отриманими з різних умов значеннями V/C



змінюють вміст СП та золи у КЦ, параметри ТВО для зменшення “ножиць” по V/C . Для попереднього вибору параметрів складу можна використати номограми (рис. 1.50, 1.53).

3. Визначають витрату води для заданої легкоукладальності, або користуючись номограмою (рис. 1.50) водопотребу бетонної суміші, залежно від вихідних параметрів (рухомості, питомої поверхні та витрати цементу, вмісту СП).

4. Визначають витрату композиційного цементу, $\text{кг}/\text{м}^3$:

$$KЦ = V/(V/C) \quad (1.88)$$

Якщо отримана витрата цементу перевищує $400 \text{ кг}/\text{м}^3$, слід збільшити витрату СП або води, перерахувавши їх за рівнянням або номограмою на рис 1.50. Поправку на збільшення витрати води можна також прийняти за табл. 1.39. Якщо прийнято рішення збільшити водопотребу, то слід перерахувати витрату цементу з урахуванням відкоригованої водопотреби.

Таблиця 1.39

Поправка на водопотребу бетонної суміші при витраті цементу, більшій $400 \text{ кг}/\text{м}^3$ ($СП=0,4\%$)

Питома поверхня КЦ, $\text{м}^2/\text{кг}$	Витрата композиційного цементу, $\text{кг}/\text{м}^3$									
	420	440	460	480	500	520	540	560	580	600
	Збільшення водопотреби бетонної суміші понад розрахунку, $\text{кг}/\text{м}^3$									
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 типу НРС класу С50/60, з рухомістю, за осадкою конуса, $OK=22 \text{ см}$, при використанні композиційного цементу (вміст золи-виносу 40%) з питомою поверхнею $S_{\text{пшт}}=450 \text{ м}^2/\text{кг}$. Щебінь гранітний



фракції 5...20 мм з $\rho_{ц} = 2700 \text{ кг/м}^3$ та $\rho_{н.ц} = 1450 \text{ кг/м}^3$, пісок середньої крупності з $\rho_n = 2650 \text{ кг/м}^3$ та $\rho_{н.п} = 1470 \text{ кг/м}^3$.

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. 1.50) визначаємо необхідне $B/C = 0,315$.

При вихідних параметрах рухомості $OK = 22 \text{ см}$ та дисперсності цементу $S_{num} = 450 \text{ м}^2/\text{кг}$ задаємось в першому наближенні орієнтовною витратою цементу $C = 400 \text{ кг/м}^3$ та добавки СП=0,7%. За допомогою номограми (рис. 1.50) визначимо витрату води, $B = 145 \text{ л/м}^3$.

Визначимо витрату цементу, кг/м^3 :

$$C = 145 / (0,315) = 460 \text{ кг}.$$

Згідно табл. 1.39 коригуємо витрату води, при $C = 460$ збільшуємо кількість води на 9 л. Таким чином $B = 154 \text{ л}$.

Визначимо витрату цементу, кг/м^3 :

$$C = 154 / (0,315) = 489 \text{ кг}.$$

Визначимо витрату заповнювачів за методом абсолютних об'ємів:

- витрата щебеню, кг/м^3 :

$$\Pi = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{ц}^n}{\rho_{н.ц}} + \frac{1}{\rho_{ц}}} = \frac{1000}{1,37 \frac{0,46}{1,45} + \frac{1}{2,7}} = 1238 \text{ (кг/м}^3\text{)},$$

де α – коефіцієнт розсуву зерен; $V_{ц}^n$ – пустотність крупного заповнювача:

$$V_{ц}^n = 1 - \frac{\rho_{н.ц}}{\rho_{ц}} = 1 - \frac{1,45}{2,7} = 0,46 \text{ (кг/л)};$$

- витрату піску:

$$П = \left(1000 - \left(\frac{C}{\rho_{ц}} + B + \frac{\Pi}{\rho_{ц}} \right) \right) \cdot \rho_n = 609 \text{ кг/м}^3.$$

Розрахунковий номінальний склад бетону, кг/м^3 : КЦ=489 кг/м^3 ; при $B/C = 0,315$; $B = 154 \text{ кг/м}^3$; СП=0,007×489=3,42 кг/м^3 ; П=609 кг/м^3 ; ШЦ=1238 кг/м^3 .



1.6. Високоміцні бетони на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Український стандарт ДСТУ Б В.2.7-46: 2010 гармонізований з європейськими нормами на цемент EN 197-1 передбачає виробництво шлакопортландцементу з вмістом клінкеру 5-20%. Малоклінкерні цементы характеризуються 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 [41], 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 ($M_o=1,09$) [5], 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". Хімічний склад вихідних матеріалів наведений в табл. 1.40. 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 [30]. Умови планування експериментів наведені в табл. 1.41.

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 cm^2/g складала 48 МПа. Рухомість бетонної суміші у всіх точках плану складала 7-13 см.

Таблиця 1.40

Хімічний склад вихідних матеріалів

Вид матеріалів	Вміст оксидів, мас. %							
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	MnO	P ₂ O ₅
Доменний гранульований шлак	39,52	6,49	0,12	47,13	3,10	1,74	1,15	-
Фосфогіпс	-	0,36	0,15	38,4	0,003	59,7	-	0,67
Клінкер	22,47	5,26	4,07	66,18	0,64	0,46	0,29	-

Таблиця 1.41

Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Натуральні	Кодовані	-1	0	+1	
1	Витрата в'язучого, $kg/m^3(L)$	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 (1.89-1.112). Також на основі отриманих експериментальних даних було отримано можливість побудувати додаткові математичні моделі міцності бетону на стиск у віці 28 діб (1.96, 1.98, 1.110-1.112), в яких в якості варійованих факторів були обрані водоцементне відношення (X_1') та витрата пластифікуючої добавки (X_2'). Результати обробки та статистичного аналізу експериментальних даних наведені в табл. 1.42.

Таблиця 1.42

Експериментально-статистичні моделі водопотреби та міцності бетонів на малоклінкерному шлакопортландцементі

Вид пластифікатора	Статистичні моделі
Водопотреба бетону	
C-3	$B=177,3+6,168X_1-13,169X_2+0,936X_1^2-0,064X_2^2-3,5X_1X_2 \quad (1.89)$
SikaVC 225	$B=145,3+1,667X_1-32,507X_2+5,894X_1^2+11,894X_2^2-7,0X_1X_2 \quad (1.90)$
SikaVC 225+ЛСТ	$B=157,1+3,334X_1-28,172X_2+3,285X_1^2+7,785X_2^2-10,75X_1X_2; \quad (1.91)$
Міцність на стиск у віці 7 діб	
C-3	$f_{cm}^7=16,118+6,985X_1+2,217X_2+3,014X_1^2+1,114X_2^2+1,2X_1X_2; \quad (1.92)$
SikaVC 225	$f_{cm}^7=17,656+7,552X_1+6,651X_2+6,969X_1^2+1,369X_2^2+1,2X_1X_2; \quad (1.93)$
SikaVC 225+ЛСТ	$f_{cm}^7=25,372+5,251X_1+3,817X_2-3,618X_1^2-2,118X_2^2-0,2X_1X_2; \quad (1.94)$
Міцність на стиск у віці 28 діб	
C-3	$f_{cm}^{28}=29,612+10,252X_1+2,517X_2-1,764X_1^2+0,236X_2^2+0,2X_1X_2 \quad (1.95)$
	$f_{cm}^{28}=29,702-15,663 X_1'+0,139(X_1')^2-0,191(X_2')^2; \quad (1.96)$



SikaVC 225	$f_{cm}^{28} = 42,659 + 12,036X_1 + 12,74X_2 + 1,275X_1^2 - 4,625X_2^2 + 1,2X_1X_2 \quad (1.97)$ $f_{cm}^{28} = 31,953 - 21,844 X_1' - 0,016(X_1')^2 - 0,016(X_2')^2 \quad (1.98)$
SikaVC 225+ЛСТ	$f_{cm}^{28} = 38,988 + 9,52X_1 + 6,851X_2 - 5,451X_1^2 - 2,351X_2^2 + 1,575X_1X_2 \quad (1.99)$ $f_{cm}^{28} = 30,922 - 15,568 X_1' - 0,02(X_1')^2 - 0,015X_2'^2 \quad (1.100)$
Міцність на стиск у після ТВО	
C-3	$f_{cm}^{TBO} = 27,31 + 10,04X_1 + 2,851X_2 - 3,31X_1^2 + 0,64X_2^2 + 1,625X_1X_2 \quad (1.101)$ $f_{cm}^{TBO} = 27,1 - 14X_1' + 0,12X_2' - 1,9(X_1')^2 - 0,2 X_1'X_2' \quad (1.102)$
SikaVC 225	$f_{cm}^{TBO} = 36,076 + 7,451X_1 + 7,968X_2 - 4,123X_1^2 - 2,473X_2^2 - 2,45X_1X_2 \quad (1.103)$ $f_{cm}^{TBO} = 26,9 - 12,5X_1' + 0,1(X_1')^2 + 0,01(X_2')^2 \quad (1.104)$
SikaVC 225+ЛСТ	$f_{cm}^{TBO} = 29,921 + 6,118X_1 + 3,934X_2 - 5,789X_1^2 + 0,761X_2^2 + 0,8X_1X_2 \quad (1.105)$ $f_{cm}^{TBO} = 29,7 - 11,6X_1' - 0,8X_2' - 3,5(X_1')^2 - 1,4(X_2')^2 - 0,23X_1'X_2' \quad (1.106)$
Міцність на стиск у після ТВО та 28 діб нормального твердіння	
C-3	$f_{cm}^{TBO28} = 33,44 + 14,086X_1 + 3,70X_2 - 2,92X_1^2 + 3,53X_2^2 + 2,05X_1X_2 \quad (1.107)$ $f_{cm}^{TBO28} = 33,6 - 19,2X_1' + 0,95X_2' - 0,8(X_1')^2 - 0,24(X_2')^2 - 1,05X_1'X_2' \quad (1.108)$
SikaVC 225	$f_{cm}^{TBO28} = 54,04 + 14,24X_1 + 15,64X_2 - 2,576X_1^2 - 5,74X_2^2 + 2,55X_1X_2 \quad (1.109)$ $f_{cm}^{TBO28} = 38,5 - 31,9X_1' + 0,1X_2' + 8,3(X_1')^2 + 1,89(X_2')^2 - 0,1X_1'X_2' \quad (1.110)$
SikaVC 225+ЛСТ	$f_{cm}^{TBO28} = 45,73 + 10,969X_1 + 6,168X_2 - 7,346X_1^2 - 1,146X_2^2 - 2,4X_1X_2 \quad (1.111)$ $f_{cm}^{TBO28} = 41,1 - 15,6X_1' + 0,1X_2' - 6,7(X_1')^2 - 0,02(X_2')^2 - 0,1X_1'X_2' \quad (1.112)$

*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. 1.56-1.59. Дослідження показали, що найбільш суттєво на водопотребу бетонної суміші впливає витрата пластифікатора (рис. 1.56). При збільшенні вмісту пластифікатора до 0,6% від маси цементу водопотреба бетонної суміші знижується на 20% при використанні в якості пластифікуючої добавки С-3, та на 35% при використанні пластифікуючих добавок SikaVC 225 та SikaVC 225+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.

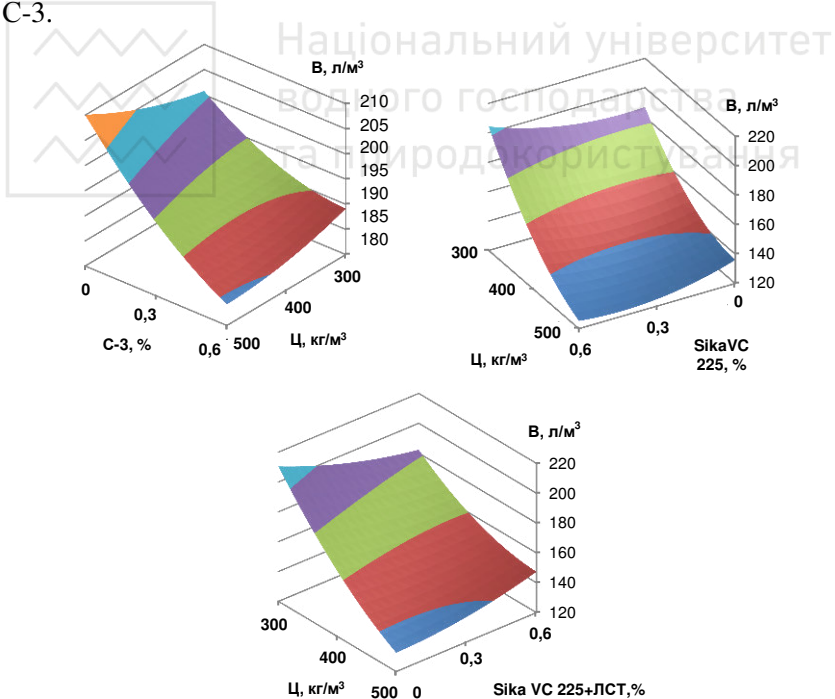


Рис. 1.56. Вплив технологічних факторів на водопотребу бетону виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

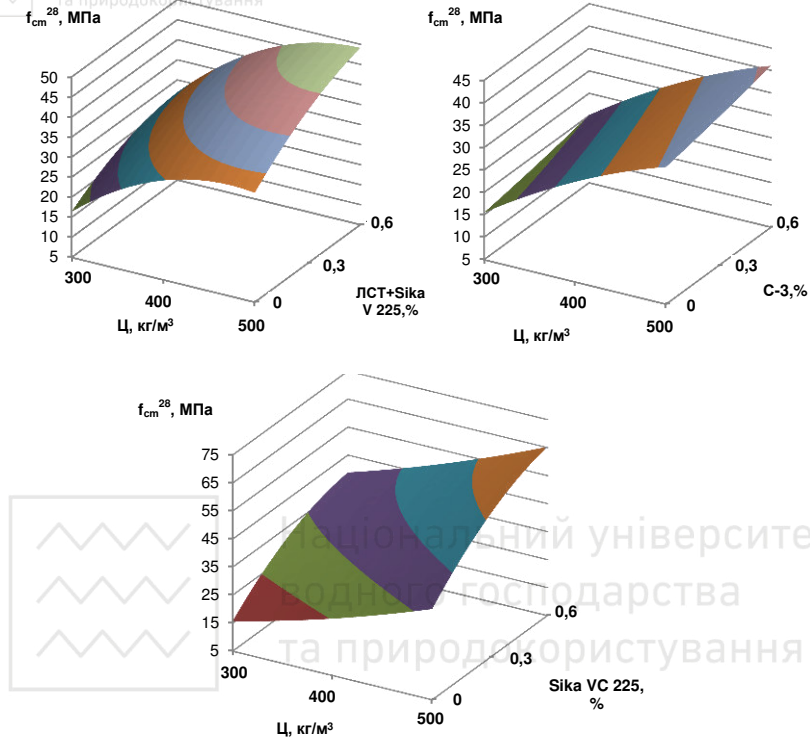


Рис. 1.57. Вплив технологічних факторів на міцність бетону у віці 28 днів виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Міцність бетону на МШПЦ у віці 7 і 28 днів зростає із збільшенням вмісту в'язучого і добавки суперпластифікатора, що приводить до відповідного зменшення B/ρ . Збільшення вмісту добавки SikaVC 225 до величини 0,6% від маси цементу дозволяє максимально знизити B/ρ та відповідно збільшити міцність бетону в 2-ва рази. При цьому міцність бетону складає близько 40 МПа у віці 7 днів, та більше 60 МПа у віці 28 днів. При введенні добавок SikaVC 225 і ЛСТ у віці 7 днів вона складає близько 30 МПа, а у віці 28 днів більше 45 МПа, для добавки суперпластифікатора С-3 відповідно 30 МПа та 40 МПа у віці 7 та 28 днів.

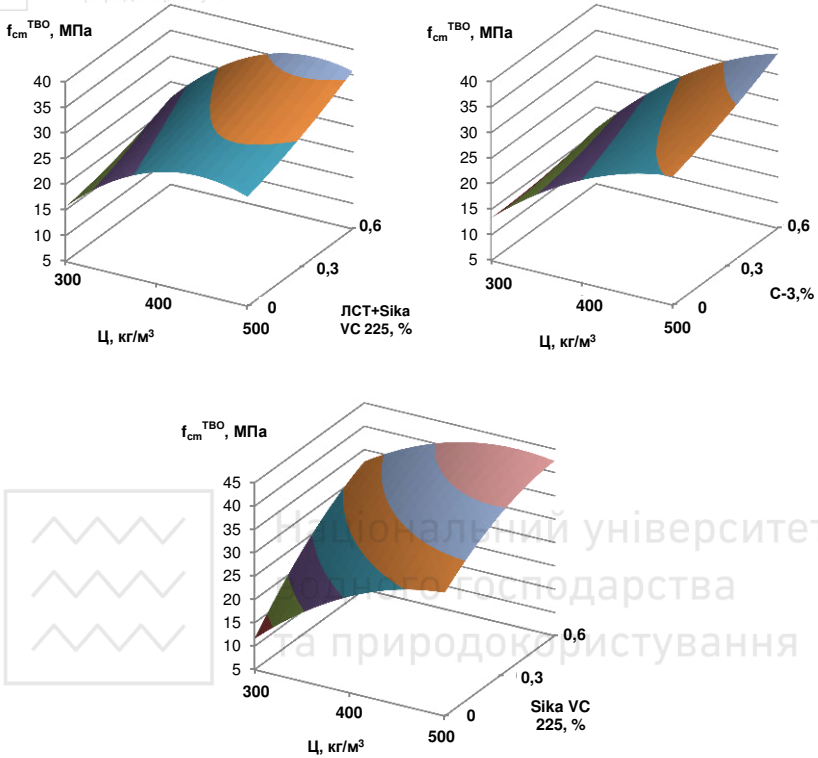


Рис. 1.58. Вплив технологічних факторів на міцність бетону після ТВО виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

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 [5].

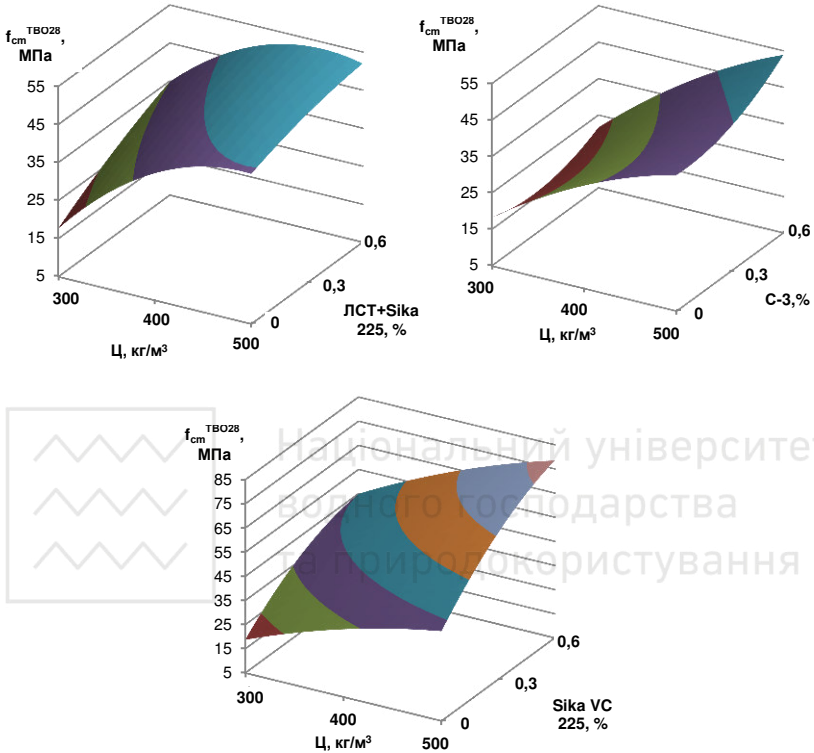


Рис. 1.59. Вплив технологічних факторів на міцність бетону після тепловологісної обробки та 28 діб нормального твердіння виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу

Ще більш суттєвий ефект застосування тонкомеленого малоклінкерного шлакопортландцементу спостерігається при тепловологісній обробці (рис. 1.56, 1.57). Характерною особливістю бетонів на МШПЦ є інтенсивніше зростання міцності після пропарювання. Якщо міцність зразків через 4 год після пропарювання складала 45 МПа, то у віці 28 діб раніше 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 С-3.

Математичні моделі міцності бетону на стиск у віці 28 діб, в яких в якості варійованих факторів були обрані водоцементне відношення (X_1') та витрата пластифікуючої добавки (X_2') (табл. 1.42), дозволяють розраховувати склади важкого бетону виготовленого на МШПЦ із заданою міцністю та рухомістю. При цьому методика розрахунку полягає в наступному:

1. Обираємо вид та кількість суперпластифікатора та необхідну рухомість бетонної суміші.

2. За спеціально побудованими еспериментальними графіками наведеними на рис. 1.60, при заданому значенні рухомості бетонної суміші та визначеному виді та кількості пластифікатора, визначаємо витрату води.

3. Для визначення водоцементного відношення бетонної суміші використовуємо математичні моделі міцності бетону на стиск, в яких в якості варійованих факторів були обрані водоцементне відношення (X_1') та витрата пластифікуючої добавки (X_2') (табл. 1.42), попередньо перевіривши вміст пластифікуючої добавки в кодований вигляд за формулою:

$$X_2' = \frac{СП - 0,3}{0,3}. \quad (1.113)$$

4. Отримане значення водоцементного відношення переводимо в натуральний вид враховуючи що:

$$X_1' = \frac{В/Ц - 0,45}{0,2}. \quad (1.114)$$

5. Знаючи витрату води та водоцементне відношення, знаходимо витрату цементу:

$$Ц = \frac{В}{В/Ц}. \quad (1.115)$$

6. Витрати заповнювачів знаходимо за відомими рівняннями:



$$\Pi = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{щ}^n}{\rho_{н.щ}} + \frac{I}{\rho_{щ}}}; \quad (1.116)$$

$$\Pi = \left(1000 - \left(\frac{\Pi}{\rho_{щ}} + B + \frac{\Pi}{\rho_{щ}} \right) \right) \cdot \rho_n, \quad (1.117)$$

де α – коефіцієнт розсуву зерен, $\rho_{н.щ}$ – насипна густина щебеню, $\rho_{щ}$ – істинна густина щебеню, ρ_n – істинна густина піску [40].

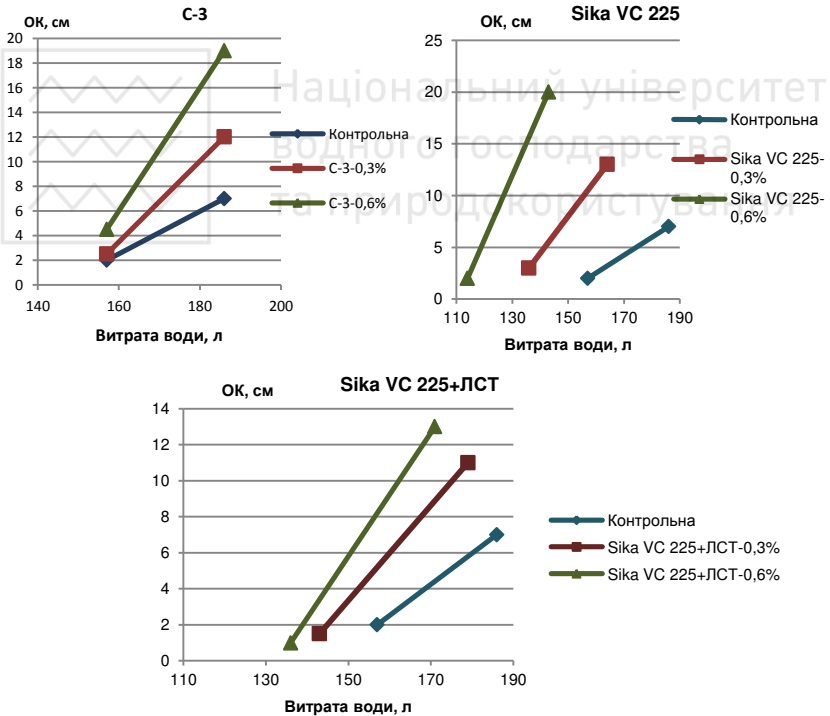


Рис. 1.60. Графіки залежності рухомості бетонної суміші виготовленої на малоклінкерному ШПЦ в залежності від витрати води на м³



Приклад. Розрахувати склад важкого бетону, виготовленого на малоклінкерному шлакопортландцементі, що характеризуватиметься міцністю при стиску 35 МПа після проходження тепловологісної обробки та 70 МПа через 28 діб подальшого нормального твердіння. Рухомість бетонної суміші рівна 15 см. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор Sika VC 225 в кількості 0,6% від маси цементу.

1. За графіком наведеним на рис. 1.60 при заданому значенні рухомості бетонної суміші (15 см) та визначеному виді (Sika VC 225) та кількості пластифікатора (0,6% від маси цементу), визначаємо витрату води (135 л) на м³.

2. Преводимо вміст пластифікуючої добавки в кодований вигляд:

$$X_2' = \frac{0,6 - 0,3}{0,3} = 1.$$

3. З рівнянь в табл. 1.42 визначаємо В/Ц (X_1'), яке забезпечить необхідну міцність бетону:

після проходження тепловологісної обробки ($f_{cm}^{TBO} \geq 40 \text{ МПа}$):

$$35 = 26,9 - 12,5X_1' + 0,1(X_1')^2 + 0,01(1)^2 + 0,1(X_1')^2 - 12,5X_1' - 8,1 = 0.$$

Розв'язавши отримане квадратне рівняння отримуємо: $X_1' = -0,64$

- після проходження тепловологісної обробки та 28 діб нормального твердіння ($f_{cm}^{TBO28} \geq 70 \text{ МПа}$):

$$70 = 38,5 - 31,9X_1' + 0,1 \cdot 1 + 8,3(X_1')^2 + 1,89(1)^2 - 0,1X_1' \cdot 1 - 8,3(X_1')^2 + 31,8X_1' + 33,29 = 0.$$

Розв'язавши отримане квадратне рівняння отримуємо: $X_1' = -0,86$.

4. Переводимо отримані значення водоцементного відношення в натуральний вид:

$$В/Ц = X_1' \cdot 0,2 + 0,45 = -0,64 \cdot 0,2 + 0,45 = 0,32;$$

$$В/Ц = X_1' \cdot 0,2 + 0,45 = -0,86 \cdot 0,2 + 0,45 = 0,28.$$



Для забезпечення необхідних міцнісних характеристик бетону приймаємо мінімальне значення водоцементного відношення, яке використовуємо для подальших розрахунків.

5. За формулою 1.115 визначаємо витрату цементу:

$$Ц = \frac{135}{0,28} = 482 \text{ кг/м}^3.$$

4. За формулами 1.116, 1.117 знаходимо витрати заповнювачів при коефіцієнті розсуву зерен $\alpha = 1,44$ (насіпна густина щебеню $\rho_{н.щ} = 1,65 \text{ г/см}^3$, істинна густина щебеню $\rho_{щ} = 2,85 \text{ г/см}^3$, істинна густина піску $\rho_{п} = 2,65 \text{ г/см}^3$) [40]:

$$Щ = \frac{1000}{1,46 \frac{0,42}{1,65} + \frac{1}{2,85}} = 1388 \text{ кг/м}^3;$$

$$П = \left(1000 - \left(\frac{482}{3,1} + 170 + \frac{1388}{2,85} \right) \right) \cdot 2,65 = 590 \text{ кг/м}^3.$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 482 кг/м³, вода – 135 л/м³, щебінь – 1388 кг/м³, пісок – 590 кг/м³. Витрата суперпластифікатора Sika VC 225 складає 2,91 кг/м³.



1.7. Усадочні деформації високоміцних бетонів та їх морозостійкість

Необхідна довговічність бетону забезпечується комплексно за рахунок проектування оптимальної структури та складу, технології виготовлення конструкцій та зведення споруд, захисних заходів [42; 43]. Одними з найважливіших властивостей бетону, які визначають його довговічність, є усадка та морозостійкість.

Усадка бетону характеризує деформації, що не пов'язані з дією зовнішнього навантаження – його власні деформації, котрі супроводжуються зменшенням об'єму. Найбільший вплив на роботу бетону в конструкціях створює гідравлічна усадка, що проявляється при висиханні бетону. Усадочні деформації викликають в бетоні внутрішні напруження, що можуть бути причиною тріщин в контактній зоні і сприяють зниженню морозостійкості та непроникності.

На величину ε_{yc} значно впливає пружність та властивості наповнювачів. Залежність ε_{yc} від кількості заповнювача знаходять із виразу [44]:

$$\varepsilon_{yc} = \varepsilon_{yc}^u (1 - V_{зан})^n, \quad (1.118)$$

де ε_{yc}^u – усадка цементного каменю, $V_{зан}$ – об'ємна частка заповнювача.

В роботі [13; 45] показано, що найбільш важливим фактором, котрий визначає усадку бетону, є витрата води. При постійній витраті води в суміші величина усадочних деформацій мало залежить від витрати цементу і B/C .

Для інженерних розрахунків найбільше простою і зручною є формула:

$$\varepsilon_{yc} \cdot 10^6 = 0,125B\sqrt{B}. \quad (1.119)$$

Були досліджені довготривалі власні деформації бетонів: розглянуто вологісну усадку, як таку, що викликає найбільші деформації бетонів. Вологісна усадка обумовлена дією капілярних сил, що виникають в цементному камені при випаровуванні води із капілярів, видаленні міжкристалічної води та адсорбційно-зв'язаної із тоберморитового гелю [46].



Тому закономірно, що литі бетони, як такі, що мають у своєму складі надлишок вільної води, характеризуються вищою усадкою, аніж рухомі суміші. Крім того, відомо, що значний вміст в'язучого, характерний для литих високоміцних бетонів, підвищує їх контракційну усадку [47; 48].

Для визначення показників довговічності ВМШБ вибули виготовлені 5 серій зразків, що відповідали найбільш ефективним видам високоміцних бетонів визначених в ході проведених досліджень. Склади бетонів, для яких визначали усадку та морозостійкість, наведено в табл. 1.43.

Таблиця 1.43

Склади бетону при визначенні усадочних деформацій та морозостійкості високоміцних бетонів різних видів

№	Вид бетону	В/Ц	Прогнозований клас бетону	Основні компоненти, кг/м ³				Добавки, %	
				Вода	Цемент	Пісок	Щебінь	СП	Мінеральна
1	Звичайний ВМБ	0,40	C50	200	500	525	1250	1 ¹	–
2	ВМДЗБ	0,32	C60	176	570	1720 ²		0,5 ³	–
3	ВМШБ	0,25	C80	138	500	600	1250	0,5 ³	–
4	На композ. цементі	0,25	C60	125	500	570	1290	0,4 ⁴	50 ⁵
5	З органо-мінеральним модифікатором	0,38	C60	170	450	635	1150	1,35 ¹	10 ⁶

Примітка: 1. Суперпластифікатор СП-1 “Поліпласт”. 2. В якості заповнювача у дрібнозернистому бетоні були прийняті гранітні відсівы



оптимізованого зернового складу. 3. Суперпластифікатор Melflux. 4. Суперпластифікатор Sika VC225. 5. Композиційний цемент вміщував 50% клінкеру, 38% - золи-виносу Бурштинської ТЕС та 12% шлаку доменного (Кривий ріг). 6. Метакаолін (ТОВ “Західна каолінова компанія”).

Як свідчать наведені результати (табл. 1.44, рис. 1.61), усадочні деформації високоміцних бетонів з полікарбоксилатним суперпластифікатором (склади № 2-5) стабілізуються вже у віці 60...80 діб, водночас для бетонів з добавкою СП-1 – у віці 100...120 діб (склад № 1). При цьому на кінець дослідного періоду деформації усадки зразків бетонів з B/C 0,25...0,3 були в 2...3 рази менші, ніж у зразках з $B/C=0,4$, причому суттєва частина усадочних деформацій у перші 28 діб.

Таблиця 1.44
Експериментальне визначення морозостійкості бетонів

№	Усадочні деформації, $\varepsilon \cdot 10^5$		
	28	90	180
1	27	37	38,9
2	19	23	23,7
3	9,9	12,5	12,7
4	12,5	14,7	16
5	14	17	18,2

Такий ефект узгоджується з відомими уявленнями про зв'язок усадочних деформацій з водо вмістом бетонних сумішей. Також мінімальні значення усадки спостерігались і у зразках, що містять мінеральні наповнювачі (поз. № 5 (метакаолін), поз. № 4 (композиційний цемент з золою-виносу), поз. № 2 (дрібнозернистий бетон з пилюватим гранітним наповнювачем).

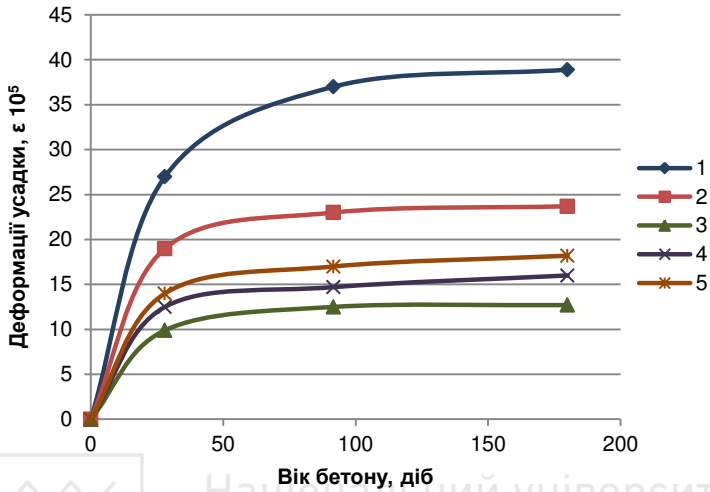


Рис. 1.61. Усадочні деформації високоміцних швидкотверднучих бетонів

Відомо, що морозостійкість бетону визначається переважно характером порової структури бетону: об'ємом і розміром пор, а також співвідношенням умовно-замкнених пор, утворених в результаті контракції та повітрявтягування, та відкритих пор, які насичуються замерзаючою водою. Відомо також, що литі бетони порівняно із бетонами, виготовленими з низькорухомих сумішей, мають вищий вміст капілярних пор внаслідок їх значного водовмісту. Введення суперпластифікаторів, при умові зменшення водовмісту суміші, призводить до закономірного зменшення капілярної пористості, ущільнення структури цементного каменю і бетону та відповідного підвищення морозостійкості бетонів [48; 49]. Проте відомі дані про зменшення морозостійкості бетонів внаслідок погіршення їхньої порової структури за рахунок зростання кількості пор розміром >500 мкм [49].

Визначення морозостійкості проводили на зразках розміром $10 \times 10 \times 10$ см за другим методом згідно ДСТУ Б В.2.7-



49-96 (табл. 1.45). Як критерій морозостійкості використовували коефіцієнт морозостійкості K_F , який представляє собою відношення міцності при стиску основних зразків через певну кількість циклів перемінного заморожування і відтавання (f_{cm}^o) та міцності контрольних зразків (f_{cm}^k). На рис. 1.62 представлені графічні залежності K_F від кількості циклів заморожування – відтавання.

Таблиця 1.45

Експериментальне визначення морозостійкості бетонів

№	f_{cm}^k , МПа	Морозостійкість, цикли	Кубикова міцність після n циклів заморожування-відтавання, МПа					
			600	500	400	300	200	100
1	65,6	140/180	-	-	-	2,1	49,9	58,2
2	78,3	350/324	-	46,3	62,6	68,7	70,2	70,5
3	105,7	600/654	90,4	93,8	94,0	94,1	94,7	95,1
4	70,1	440/452	43,0	56,8	61,7	63,0	63,8	63,1
5	78,7	405/341	35,9	59,6	67,8	69,9	70,8	71,8

Примітка. Над рискою – експериментальна, під рискою – розрахована за формулою (1.93).

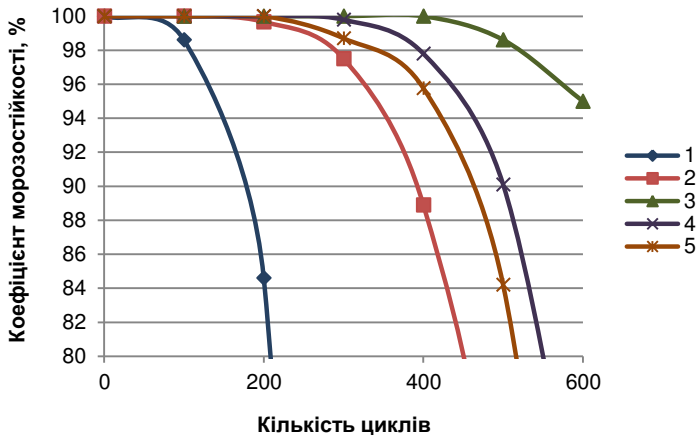


Рис. 1.62. Зміна коефіцієнта морозостійкості високоміцних швидкотверднучих бетонів



Традиційні експериментальні методи визначення морозостійкості є доволі трудомісткими та не дозволяють проектувати морозостійкість на стадії проектування бетону. Тому в літературі описаний ряд розрахункових методів оцінки морозостійкості виходячи із факторів, що найбільше на неї впливають.

Відомо, що основний вплив на морозостійкість здійснює капілярна пористість. Тому одна з перших спроб зв'язати морозостійкість з величиною капілярної пористості була зроблена Г.І. Горчаковим [50]. Для бетону нормального тверднення, виготовленого на стандартних матеріалах, пропонувалася залежність виду:

$$F = K (P_{\text{поч.}} - P_k)^n, \quad (1.120)$$

де F – число циклів заморожування (яке викликає певний ступінь руйнування); K , n , $P_{\text{поч.}}$ – параметри, які залежать від якості матеріалів, складу бетону, виробничих факторів; P_k – капілярна пористість, %:

$$P_k = (B - 0,42\alpha C) / 1000. \quad (1.121)$$

Статистична обробка дозволила конкретизувати залежність (1.120) емпіричним рівнянням:

$$F = (14 - P_k)^{2,7}, \quad (1.122)$$

та запропонувати метод визначення складу бетону з необхідною морозостійкістю [50]. Цей метод не враховує вплив на морозостійкість бетону основного структурного параметра – співвідношення замкнутих резервних і відкритих капілярних пор, що обмежує застосування запропонованої залежності (1.121) лише для бетонів без штучного повітрявтягування, якими власне і є досліджені бетони.

Таким чином, досліджувані бетони можна віднести до класу підвищеної (F150...F300) та високої (F300...F600) морозостійкості [51], що вказує на їх високу довговічність у агресивному природному середовищі.



2. ВИСОКОМІЦНІ ФІБРОБЕТОНИ

2.1. Загальна характеристика фібробетонів

З підвищенням міцності бетону росте і його крихкість, знижуються пластично-деформаційні властивості при короткочасному й тривалому навантаженні, що приводить практично до миттєвого руйнування бетону при досягненні ним граничного стану. Варіантом вирішення цієї задачі 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.

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. 2.1).

Найбільш поширені фібробетони на портландцементі, армовані сталевим волокном – **сталефібробетони**. Сталеве 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% [5].

Наведені в літературі дані про вплив ступеня дисперсності армуючих волокон на міцність сталефібробетону суперечливі. Так, у роботах [57-59] констатується істотне збільшення міцності сталефібробетону при зменшенні діаметра армуючих волокон. При цьому доходять висновку про існування оптимального діаметру 0,3 мм. Відзначається також, що волокна діаметром 0,5 мм менш ефективні.



Таблиця 2.1

Застосування різних волокон у виробках з цементу

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, ємності 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 проходів і причалів у портах, дорожній ремонтний матеріал, привантажі для підвідних труб
Азбест	Листи, полотно, труби, 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



За даними [60], найбільш раціональною є фібра діаметром 0,2...0,4 мм. Разом з тим в [61] відзначено, що міцнісні властивості матеріалу мало залежать від діаметру армуючих волокон. В [62] запропоновано використовувати в якості характеристики фібрового армування величину:

$$K = \mu_o \frac{\ell}{d}, \quad (2.1)$$

де μ_o – коефіцієнт об'ємного армування; ℓ – довжина фібри, мм; d – діаметр фібри, мм.

Експериментально встановлено, що однаковим значенням K , при інших рівних умовах, відповідають однакові значення міцності сталевібробетону незалежно від абсолютних значень діаметрів фібр. За даними авторів зазначених робіт це є наслідком збільшення коефіцієнта орієнтації K_{op} за рахунок збільшення довжини фібр, і поліпшення умов їх анкеровки, зі збільшенням діаметру внаслідок надання їм періодичного профілю. На підставі проведених досліджень в [62; 63], 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.

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 раз [64-66]. 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 [67-69]. Одночасно встановлене, що при певному об'ємному насиченні важкого бетону дисперсною арматурою (у межах $\mu_v=1...3\%$) застосування низькомодульних синтетичних волокон забезпечує одержання матеріалу, що не поступається за ударостійкістю сталевібробетону [64; 70-72] і при цьому більш економічного. Разом з тим, в [73] стверджується, що найбільш ефективним видом фібри, з погляду підвищення ударостійкості бетону, є високомодульні волокна. Остання думка почасти підтверджується результатами досліджень [70; 74], згідно з якими введення до складу дрібнозернистого бетону капронових фібр із модулем пружності $E=4650$ МПа в кількості 1...2% за об'ємом приводить до збільшення ударостійкості матричного матеріалу в 2...5 раз, у той час як у ніздрюватому бетоні, стосовно якого капронові волокна є високомодульними, підвищення опірності поздовжньому удару при тому ж рівні армування може досягати 10 раз.

Ударну міцність (ударостійкість) пропонується оцінювати енергією, що затрачена на утворення тріщин:

$$A_{y\partial} = \frac{PgHn}{L_{mp}}, \quad (2.2)$$

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).

Дисперсне армування високомодульними волокнами: сталевими, азбестовими, вуглецевими, скляними збільшує тріщиностійкість бетону [75-77; 78-81]. За результатами [64] 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, за даним [58] в 2,5 рази.

В [50; 82] також відзначається збільшення міцності в момент утворення тріщини в порівнянні з контрольними



зразками на 35...80% в міру збільшення вмісту фібри від 1,25% до 2,5% за об'ємом.

Не менш показовими є результати [83], з яких випливає, що тріщиностійкість при статичному навантаженні в 1,5...1,8 рази перевершує межу міцності неармованого бетону, а згідно [84] у 1,8...1,86 рази.

Як свідчать наведені дані, фібробетон має підвищену стійкість до утворення й розвитку тріщин. Необхідно відзначити, що тріщиностійкість істотно залежить від рівня дисперсного армування, обумовленого величиною діаметра використовуваних фібр. Так, у випадку армування бетону сталевими фібрами 0,3×25 мм при армуванні 0,02% за об'ємом [63] момент тріщиноутворення збільшується в 1,25 рази в порівнянні з бетоном, армованим волокнами 1,25×120 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. До аналогічного висновку приходять автори роботи [85].

Пояснюючи механізм значного підвищення тріщиностійкості при зменшенні діаметра фібр в [86], доходять висновку, що це відбувається за рахунок істотного зниження піддатливості волокон у момент виникнення тріщини в бетоні у зв'язку зі збільшенням їх кількості на одиницю площі розрахункового перетину.

Високомодульні волокна малого діаметру впливають на початкову ширину розкриття тріщин. Так в [81] встановлено, що для фібр діаметром 0,3 мм. тріщини в момент їх утворення носили характер місцевих розривів шириною 1,5...3 мкм та довжиною 1...3 мкм. У випадку ж використання фібр діаметром 0,9 мм відразу утворювалися тріщини шириною 7...10 мкм.

За рахунок більш високої тріщиностійкості сталеві фібробетон відрізняється підвищеною в 1,5...2 рази морозо-, жаро- і вогнестійкістю, водонепроникністю. Цінними якостями сталеві фібробетону є підвищена зносостійкість, ударна і динамічна стійкість. Так, зносостійкість сталеві фібробетону збільшується на 30...50%, а опір удару в 10...12 разів [81].



Дисперсне армування забезпечує покращення порової структури бетону, підвищує його морозо- і корозійну стійкість. Ступінь покращення зазначених характеристик суттєво залежить від геометричних параметрів армуючих волокон [87].

Так, введення в бетон фібрової арматури приводить до збільшення однорідності матеріалу й утворення більш дрібнопористої структури із замкненими порами. Ступінь цього впливу зростає зі зменшенням діаметра фібри і збільшенням їх кількісного вмісту до межі насичення, що визначається можливостями конкретної технології виготовлення фібробетону [88-90]. Використання ж крупної фібри, як свідчать результати наведені в [91], впливає на порову структуру бетону в значно меншій мірі. Враховуючи, що захисний шар на дисперсній арматурі відсутній, корозійна стійкість волокон у фібробетоні визначається переважно тріщиностійкістю й захисними властивостями дрібнозернистого бетону.

Рядом дослідників [88; 89; 92], не рекомендується використовувати сталеву фібру діаметром понад 0,5 мм, якщо матеріал експлуатується в середовищі, агресивному щодо металу. Підвищення морозостійкості бетону також перебуває в прямій залежності від діаметра використовуваної фібри [93]. В експериментах застосовувалося армування дрібнозернистого бетону відрізками сталевого дроту 0,3×25 мм і 0,7×70 мм. Об'ємний відсоток армування був прийнятий 1...2%. Морозостійкість бетону за рахунок дисперсного армування збільшилася в 7 разів. У випадку ж використання фібр діаметром 0,7 мм при $\mu=1\%$ морозостійкість збільшилася в 2 рази, при $\mu=2\%$ – трохи більше, ніж у два рази, але меншою мірою, ніж у першому випадку.

Використання сталеві фібробетону спрощує технологію виготовлення конструкцій: суміщаються в єдиний процес приготування, армування, укладання та ущільнення сталеві фібробетонної суміші.

Узагальнений досвід застосування сталеві фібробетону показав, що найефективнішим є використання цього матеріалу в залізобетонних конструкціях для підвищення їх тріщиностійкості, в тонкостінних конструкціях, в спорудах, що



працюють на ударні навантаження (хвильорізах, молах, в покриттях аеродромів, автомобільних доріг, фортифікаційних спорудах, в сейсмостійких конструкціях, палях, трубах, резервуарах, які піддаються впливу агресивного середовища) [5; 94-108].

При значних прольотах і навантаженнях у конструкціях доцільне об'єднання фібрового і стержневого армування, тобто застосування комбінованого армування.

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:

$$S = \sum V_l / V_f, \quad (2.3)$$

де V_l – об'єм одного волокна; V_f – об'ємний відсоток волокна.

Зі зменшенням значення коефіцієнта S збільшується міцність композитів при розтягу і згині.

Технологія зведення фібробетонних конструкцій передбачає готування сталевіфробетонних сумішей необхідної легковкладальності (до P5) з різним вмістом фібри як у заводських, так і будівельних умовах. Авторами [109] розроблено й застосовано сталевіфробетони класів за міцністю C30-C50 на стиск і W12 за водонепроникністю. Встановлено [110], що при виробництві сталевіфробетонних паль економія бетону досягає 14%, зниження витрат сталі на 10%, трудозатрат на 17%. Застосування сталевіфробетону дозволило підвищити тріщиностійкість конструкцій в 1,5 рази. Разом з тим, важливою проблемою при використанні сталевіфробетону є можливість утворення так званих “їжаків” та нерівномірного розподілу сталевіфробетону, що вимагає необхідності спеціальних пристосувань для рівномірної подачі фібри в бетонну суміш [5; 111].

Проблему підвищеного “комкування” у структурі бетону сталевіфробетону вирішується шляхом застосування фрезерованої



фібри, конфігурація якої, її розміри й технічні характеристики забезпечують її ефективну роботу в дисперсно-армованому бетоні [112]. Разом з тим, через високі норми витрати сталевих фібри доводиться шукати більш доступні способи армування бетонів.

Одним з ефективних різновидів мінеральних волокон для дисперсного армування бетонів є **базальтове волокно** [113; 114]. 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 [115]. 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 [116].

У дорожніх покриттях волокно захищає бетон і арматуру від проникнення агресивних речовин, а також підвищує залишкову міцність і стійкість до заморожування-відтавання, підвищує шорсткість поверхні. Показано [117], що використання сучасних полімерних композитних матеріалів, зокрема базальтової арматури може суттєво полегшити розв'язання проблеми захисту залізобетонних конструкцій від руйнівного впливу корозії. Разом з тим, у лужному середовищі тверднучого портландцементу поверхня волокна руйнується з утворенням раковин. Встановлено [118], що міцність базальтових волокон в лужному середовищі портландцементу може зменшуватися на 5...10% тільки в перші 3...6 місяців, а руйнування поверхні волокон відбувається на глибину не більше 4 мкм. За рахунок утворених раковин міцність зчеплення цементного каменю і волокна збільшується, що зумовлює



зростання міцності самого виробу. При використанні волокон діаметром понад 100 мкм їх міцність не змінюється. У зв'язку з цим, при дисперсному армуванні бетону на портландцементатах необхідно використовувати модифіковану лугостійку базальтову фібру.

Наведені вище дані дозволяють 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 конструкціям 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.

Аналіз наведених вище результатів досліджень дозволяє констатувати, що, незважаючи на певні успіхи, досягнуті в розвитку технології фібробетону, повністю вирішеною цю проблему вважати не можна, а експериментальний досвід в даній області породжує масу розбіжностей і залишає не розкритим цілий ряд питань.

1. На ринку України присутнє достатньо велике різноманіття фібри як за видами, так і за розмірами, які, на сьогодні, не достатньо вивчені. Окремі дослідження по вивченню їх ефективності для бетонів або не проведені взагалі, або в не повній мірі.



2. Не достатньо вивчені технологічні аспекти різних способів введення фібри в бетонну суміш, не запропоновані оптимальні способи.

3. Не досліджено в достатній мірі технологічні властивості фібробетонних сумішей, зокрема водопотреба, розшаровуваність, зв'язність тощо. Мало розглянуті питання впливу на ці властивості пластифікуючих добавок, особливо суперпластифікаторів нового покоління.

4. Не виконано досліджень щодо ефективності застосування в фібробетонах композиційних цементів, зокрема цементів зі зниженим вмістом цементного клінкеру.

5. Не проведено порівняльних досліджень особливостей поведінки дрібнозернистих і звичайних важких фібробетонів.

6. Основні дослідження по фібробетону виконані переважно для бетонів важких класів (до С50...С60), в той час, як властивості високоміцних фібробетонів (понад С60) вивчені недостатньо.

7. Досі не існує чіткої методики проектування складу фібробетону із заданими властивостями.

Результати досліджень наведені в монографії значною мірою направлені на рішення задач, що випливають з вказаних вище проблемних питань.



2.2. Вплив виду, вмісту сталеві фібри та способу її введення на міцнісні властивості фібробетонів

2.2.1. Вибір виду фібри

На даний час запропонована велика кількість видів сталеві фібри, які відрізняються геометричними параметрами та властивостями металу, з якого вони виготовлені [119]. Найпоширенішими в Україні є різні види фібри із низьковуглецевої сталі трьох основних типів: пряма, хвилеподібна та анкерна, із загнутими або сплющеними кінцями (рис. 2.1).

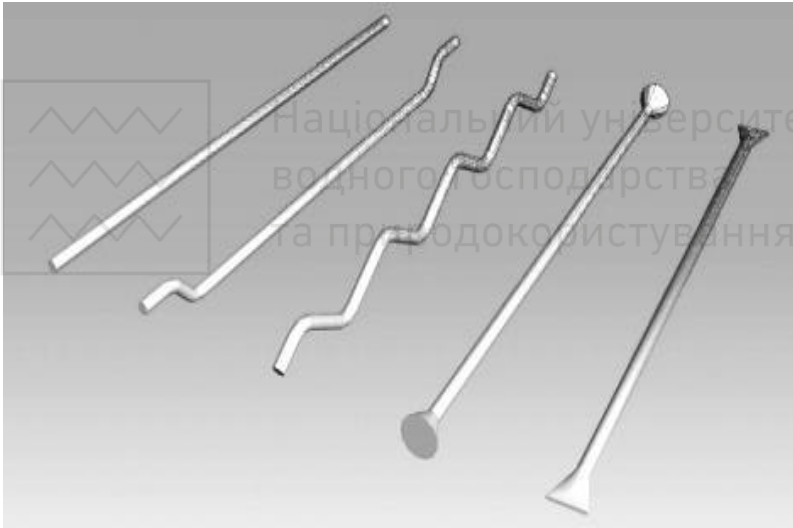


Рис. 2.1. Види фібри

В дослідженнях використовували наступні види фібри (рис. 2.2):

- 1) хвиляста типу Fibax Ф1 60/1;



- 2) анкерна із загнутими кінцями “Dramix” компанії “Besaert” $\Phi 2$ 60/1;
- 3) анкерна із сплющеними кінцями “Miharm” $\Phi 3$ 50/1;
- 4) анкерна із загнутими кінцями “Челябінка” $\Phi 4$ 33/0,85/0,75;
- 5) прямолінійна фібра з анкерами у вигляді конусів “Miharm” $\Phi 5$ 54/1.

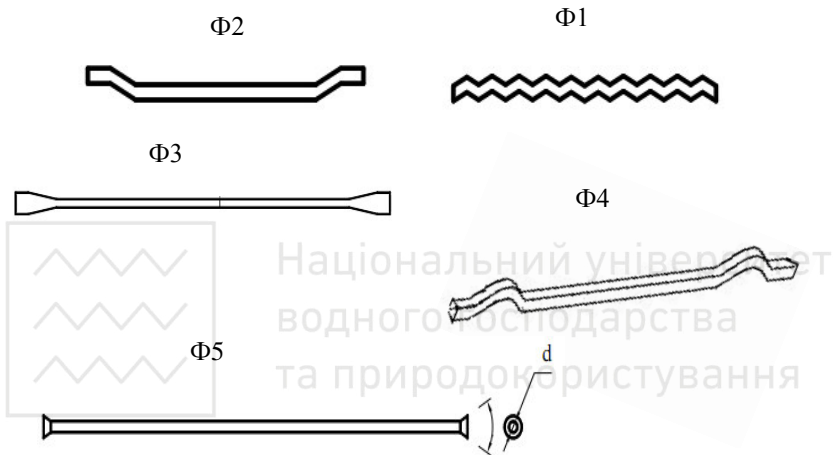


Рис. 2.2. Основні види фібри

Основні характеристики цих видів фібри наведені в табл. 2.2.

На першому етапі дослідження проводили з використанням трьох видів фібри: $\Phi 1$, $\Phi 2$ та $\Phi 3$.

Для встановлення виду фібри, що дозволяє отримати бетон з найбільш високими показниками міцності на розтяг при згині були проведені експерименти із застосуванням математичного планування [120]. Були реалізовані дві напіврепліки типу 2^{3-1} . Умови планування експериментів наведені в табл. 2.3.



Таблиця 2.2

Види фібри: основні характеристики
(згідно EN 14889-1, ТУ У В.2.7-28.7-00191046-015:2007)

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/сп лющеного 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.



Умови планування експериментів при виборі виду фібри

Фактори впливу		Рівні варіювання факторів	
Натуральний вид	Кодований вид	-1	+1
Вид фібри	X_1	Анкерна *	Хвиле-подібна
Водоцементне відношення	X_2	0,35	0,45
Вміст цементу, $\text{кг}/\text{м}^3$	X_3	500	600

*- в першій напіврепліці була застосована анкерна фібра із загнутими кінцями Ф2, а в другій – зі сплющеними кінцями Ф3.

Дослідження проводили на двох видах бетону: на звичайному важкому із застосуванням в якості крупного заповнювача щебеню 5...20 мм та дрібнозернистому із застосуванням в якості заповнювача фракційної суміші – 0,16...2 мм (кварцовий пісок) та 2...5 мм (гранітний щебінь).

В якості вихідних компонентів бетонної суміші використовували цемент ПЦ-I М500 ПАТ “Волинь-цемент”, кварцовий пісок із $M_{кр}=2,1$, гранітний щебінь фракції 5..20 мм. Витрата фібри складала $40 \text{ кг}/\text{м}^3$ ($\mu=0,5\%$). В бетонні суміші вводили добавку суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651F.

Співвідношення піску і щебеню для звичайного важкого бетону розраховували згідно відомих рекомендацій [5]. Бетонні суміші виготовляли з однаковою рухомістю ($OK=15 \text{ см}$).

Попередньо були проведені досліди на двох видах бетону без використання фібри. Значення міцності при стиску та на розтяг при згині для звичайного важкого і дрібнозернистого бетонів наведені в табл. 2.4.

Як видно з наведених даних, вплив витрати цементу та водоцементного відношення на значення міцності є очікуваним. Збільшення V/C з 0,35 до 0,45 зменшує міцність при стиску на



20...25% і меншою мірою міцність на розтяг при згині. Збільшення витрати цементу при одному й тому ж V/C слабо позначається на значеннях міцності.

Таблиця 2.4

Значення міцності бетонів залежно від витрати цементу та V/C

V/C	Витрата цементу	Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб, МПа	Міцність на стиск у віці 7 діб, МПа	Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа
Важкий бетон					
0,35	500	3,1	75,8	3,7	80,3
0,35	600	3,0	69,5	3,8	82,1
0,45	500	2,5	63,8	3,2	68,1
0,45	600	2,9	65,3	3,1	73,3
Дрібнозернистий бетон					
0,35	500	3,1	61,1	4,0	73,9
0,35	600	4,2	64,3	4,3	76,3
0,45	500	3,5	43,6	3,6	58,8
0,45	600	3,0	48,1	3,8	63,9

В результаті реалізації двох напівреплік (табл. 2.3) та статистичної обробки експериментальних даних отримані поліноміальні моделі виду:

$$y=b_0+ b_1X_1+ b_2X_2+ b_3X_3+ b_{12}X_1X_2.$$

Коефіцієнти математичних моделей міцності при стиску та при згині для **звичайного важкого бетону** приведені в табл. 2.5.



Таблиця 2.5

Коефіцієнти математичних моделей міцності з порівнянням
видів фібри для звичайного важкого бетону

Вихідні параметри	Значення коефіцієнтів*				
	b_0	b_1	b_2	b_3	b_{12}
Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба, МПа	3,26/ 2,98	-1,37/ -1,21	-0,2/ -0,1	0,05/0 ,03	2,4/ 0,56
Міцність на стиск у віці 1 доба, МПа	38,2/ 39,1	-1,5/ 2,3	-3,6/ 2,1	0,9/2, 5	0,3/1, 1
Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб, МПа	4,55/4, 48	-1,25/ 1,33	-0,1/ 0,2	0,1/0, 03	0,1/0, 03
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	6,0/ 5,78	-1,4/ -1,63	-0,3/ -0,3	0,2/ 0,18	0,2/ 0,18
Міцність на стиск у віці 7 діб, МПа	62,3/ 64,3	-2,25/ -0,25	-6,8/ -3,8	-2,3/ 0,75	-2,3/ 0,75
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	77,3/ 74,8	-3,5/ -6	-5,3/ -4,3	0,5/ 1,5	0,5/ 1,5

*- над ризикою вказані коефіцієнти моделі з порівнянням хвилеподібної Ф1 та анкерної фібри із загнутими кінцями Ф2; під ризикою вказані коефіцієнти моделі з порівнянням хвилеподібної Ф1 та анкерної фібри зі сплющеними кінцями Ф3.

На рис. 2.3-2.5 наведені графічні залежності, що отримані відповідними розрахунками по моделях, які характеризують залежність міцності бетону на розтяг при згині ($f_{c,tf}$) і стиску (f_{cm}) у віці 1, 7 та 28 діб від B/C при використанні різних видів сталеві фібри.

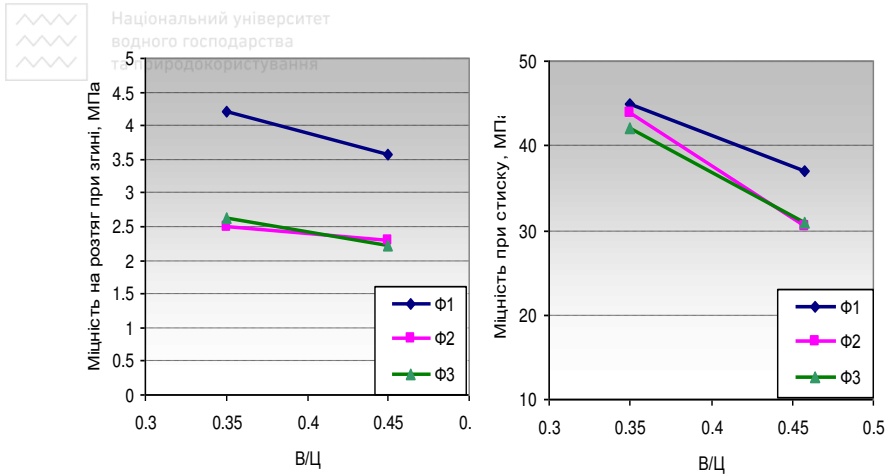


Рис. 2.3. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску сталевібробетону у віці 1 доба від В/Ц

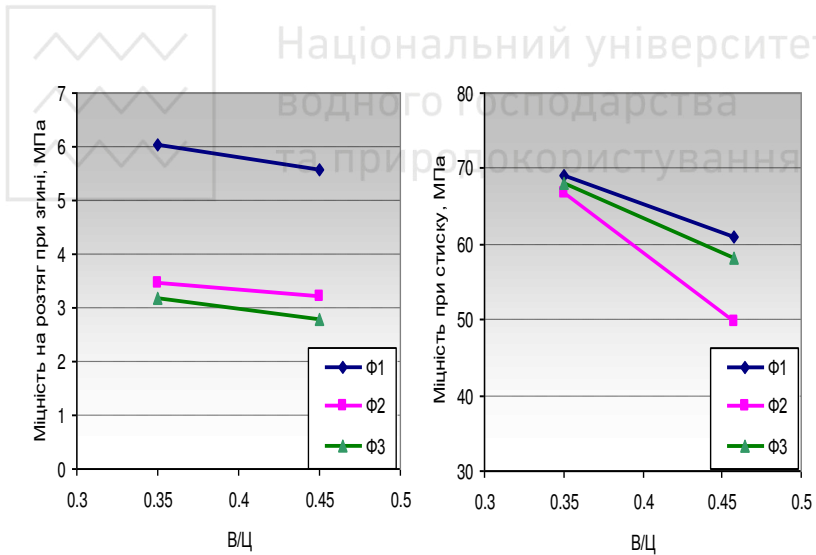


Рис. 2.4. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску сталевібробетону у віці 7 діб від В/Ц

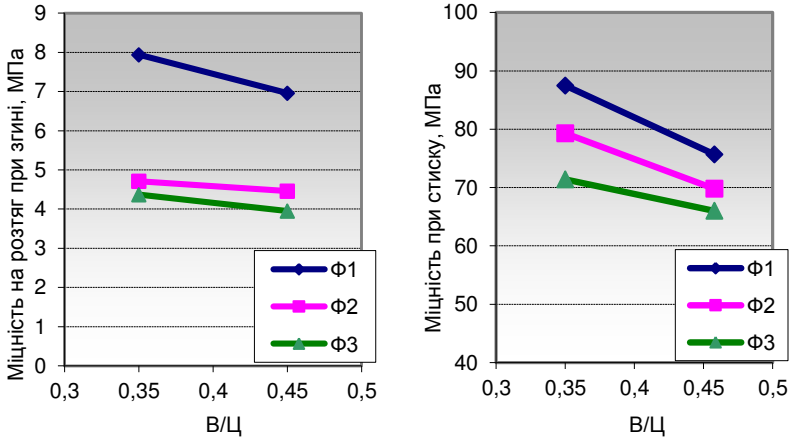


Рис. 2.5. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску сталевібробетону у віці 28 діб від В/Ц

Аналіз математичних моделей та графічних залежностей дозволяє зробити висновок, що найвищі значення міцності як при стиску і, особливо, при згині досягаються при використанні фібри хвилястого профілю Ф1. Це, очевидно, можна пояснити збільшеною поверхнею зчеплення такої фібри з розчином у порівнянні із анкерною фіброю.

Збільшення водоцементного відношення приводить до зменшення міцності у всі строки, причому більшою мірою міцності при стиску (на 20...30%).

Збільшення витрати цементу при постійному V/C очікувано приводить до зростання міцності, однак вплив даного фактору в межах області варіювання факторів можна вважати несуттєвим.

Коефіцієнти математичних моделей міцності при стиску та при згині для **дрібнозернистого бетону** приведені в табл. 2.6.

На рис. 2.6-2.8 наведені графічні залежності, що отримані відповідними розрахунками по моделях, які характеризують залежність міцності дрібнозернистого бетону на



розтяг при згині ($f_{c,tf}$) і стиску (f_{cm}) у віці 1, 7 та 28 діб від В/Ц при використанні різних видів сталеві фібри.

Таблиця 2.6

Коефіцієнти математичних моделей міцності з порівнянням видів фібри для дрібнозернистого бетону

Вихідні параметри	Значення коефіцієнтів*				
	b_0	b_1	b_2	b_3	b_{12}
Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба, МПа	5,3/ .84	-1,65/ -2,05	-1,2/ -1,3	0,6/ 0,22	1,6/ 0,18
Міцність на стиск у віці 1 доба, МПа	40,3/ 41,7	-1,3/ -1,8	-4,3/ -3,3	0,4/ 0,8	0,5/ 1,2
Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб, МПа	7,32/ 6,8	-2,3/ -1,7	-1,1/ -1,3	0,15/ 0,2	0,15/ 0,9
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	10,2/ 11,3	-2,1/ -0,8	-0,9/ -1,2	0,3/ 0,4	0,26/ -0,3
Міцність на стиск у віці 7 діб, МПа	64,1/6 4,9	-1,35/ 0,25	-5,7/ 4,1	1,2/ 0,95	1,1/ 0,9
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	80,1/7 7,8	-2,2/ 5,1	-4,2/ 3,2	0,9/1, 2	3,5/ 0,8

*- над рискою вказані коефіцієнти моделі з порівнянням хвилеподібної Ф1 та анкерної фібри із загнутими кінцями Ф2; під рискою вказані коефіцієнти моделі з порівнянням хвилеподібної Ф1 та анкерної фібри зі сплющеними кінцями Ф3.

Аналіз математичних моделей (табл. 2.6) та графічних залежностей (рис. 2.6-2.8) дозволяє зробити висновок, що міцність дрібнозернистого фібробетону у всі строки залежить від факторів впливу схожим чином, як і для звичайного важкого бетону. В той же час абсолютні значення міцності на розтяг при згині є суттєво вищими у порівнянні із звичайним важким бетоном (на 40...50%), що можна пояснити збільшенням площі поверхні контакту фібри із розчиною матрицею



дрібнозернистого бетону. Міцність при стиску зростає несуттєво в межах 5...10% залежно від виду фібри та віку зразків.

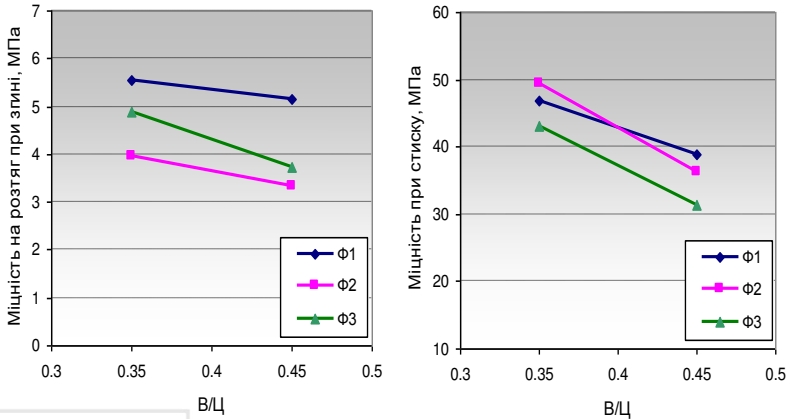


Рис. 2.6. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску дрібнозернистого сталевібробетону у віці 1 доба від В/Ц

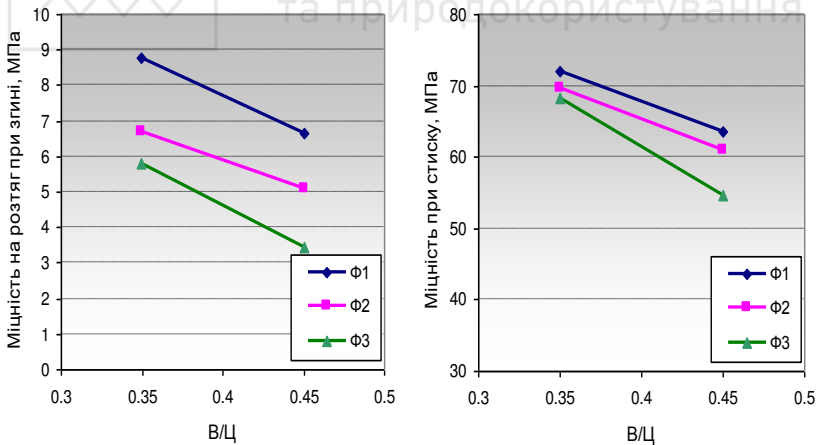


Рис. 2.7. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску дрібнозернистого сталевібробетону у віці 7 діб від В/Ц

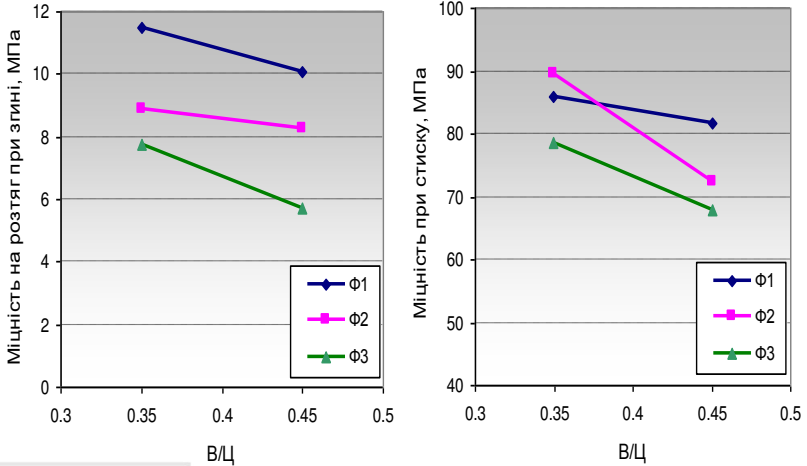


Рис. 2.8. Розрахункові залежності міцності на розтяг при згині та стиску дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 днів від В/Ц

Найвищі значення міцності знову таки ж досягаються при використанні фібри хвилястого профілю Ф1. Однак найбільш яскраво ця залежність проявляється при визначенні міцності на розтяг при згині, в той час, як для міцності при стиску при низьких значеннях V/C спостерігається навіть незначне переважання фібри типу Ф2 (рис. 2.8).

Збільшення водоцементного відношення приводить до зменшення міцності у всі строки, причому більшою мірою міцності при стиску.

Розглядаючи кінетику зростання міцності у часі (рис. 2.9, 2.10), можна відзначити, що її значення у віці 1 доба складає близько 50% від 28-добового значення, а у віці 7 днів – близько 80%.

Перший етап дослідження показав більш ефективним використання хвилястої фібри типу Ф1. Для порівняння ефективності дисперсного армування на ще двох видах фібри, а саме анкерної із загнутими кінцями (Ф4) та прямолінійної з



анкерами у вигляді конусів ($\Phi 5$) на другому етапі було проведено ряд окремих дослідів. Сталефібробетонні зразки виготовлялися на сумішах з $B/C=0,35$ та при витраті цементу 500 кг/м^3 .

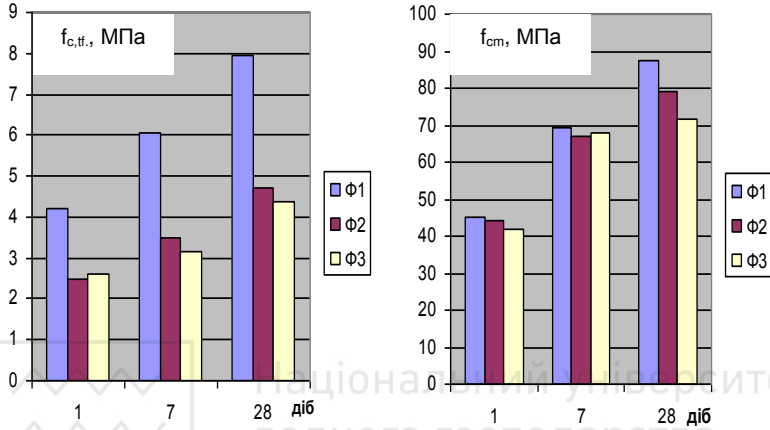


Рис. 2.9. Кінетика зростання міцності на розтяг при згині та стиску сталефібробетону з різними видами фібри

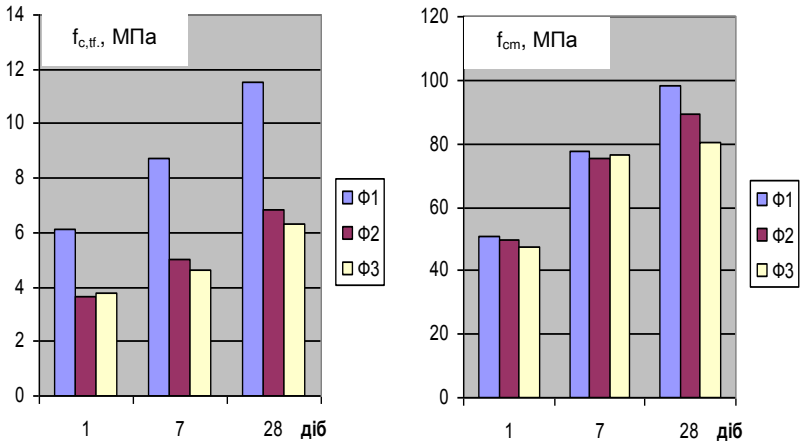


Рис. 2.10. Кінетика зростання міцності на розтяг при згині та стиску дрібнозернистого сталефібробетону з різними видами фібри



Порівняльні діаграми міцності для зразків з використанням всіх видів фібри та без неї наведено на рис. 2.11, 2.12.

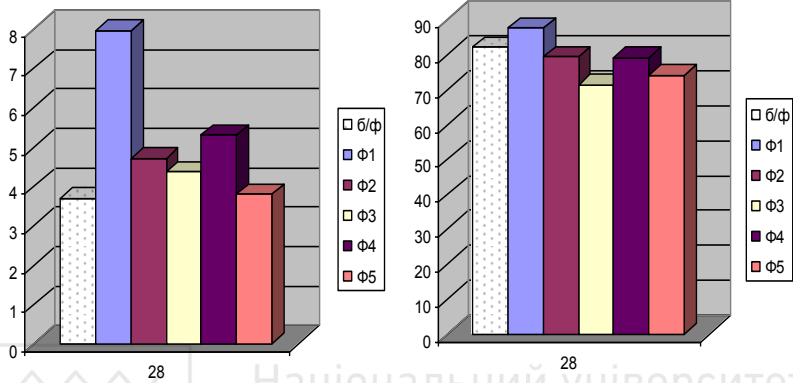


Рис. 2.11. Вплив виду фібри на значення міцності на розтяг при згині та стиску сталевібробетону у віці 28 діб ($\mu = 0,5\%$)

* б/ф – без фібри

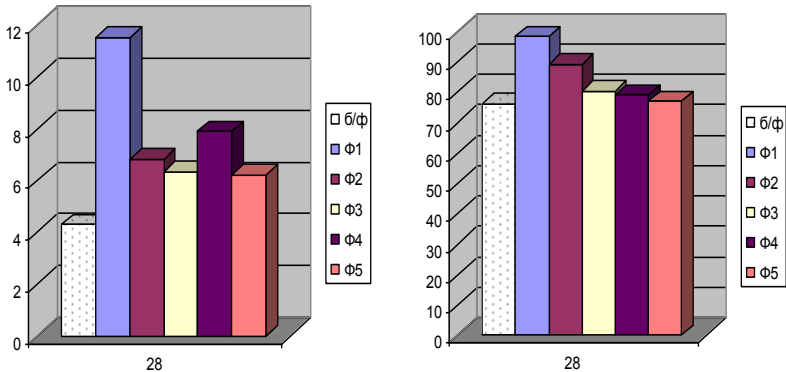


Рис. 2.12. Вплив виду фібри на значення міцності на розтяг при згині та стиску дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 діб ($\mu = 0,5\%$)

* б/ф – без фібри



Як видно з одержаних результатів, анкерна фібра із загнутими кінцями “Челябінка” (Ф4) показала суттєвий приріст міцності на розтяг при згині у порівнянні із базовим складом, особливо для дрібнозернистого бетону, але в той же час значно поступається хвилястій фібрі Ф1. Фібра Ф5 показала результати на рівні досліджених раніше видів фібри Ф3 та Ф4.

Очевидно, основний ефект від дисперсного армування бетонів проявляється у збільшенні співвідношення $f_{c,tf}/f_{cm}$. Це можна явно прослідкувати з рис. 2.13, на якому відображені коефіцієнти ефективності дисперсного армування різними видами фібри для дрібнозернистого бетону.

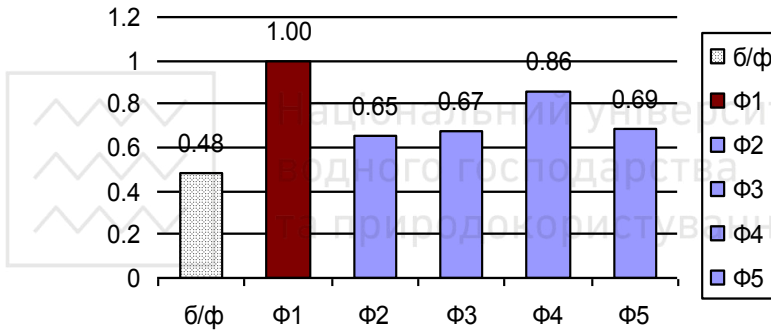


Рис. 2.13. Значення коефіцієнта ефективності дисперсного армування при використанні різних видів фібр для дрібнозернистого бетону

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.

Таким чином, для подальших досліджень обрана хвиляста фібра, яка є найбільш ефективною в плані збільшення міцності на розтяг при згині.



2.2.2. Вплив виду пластифікуючої добавки та типу цементу

Нижче наведені результати досліджень впливу суперпластифікаторів різних видів на ранню міцність фібробетону, отриманого на портландцементях I і II типів, проаналізована їх ефективність. Дослідження проводили на складах звичайного важкого бетону та дрібнозернистого бетону, приведених в попередньому пункті.

В табл. 2.7 і на рис. 2.14 приведені отримані дані щодо міцності бетонів із сумішей однакової рухомості ($OK=15$ см) без добавки і з добавкою поширеного суперпластифікатора С-3 в кількості 1,0% від маси цементу. Використовували фібру хвилясту Ф1. Коефіцієнт дисперсного армування за об'ємом $\mu=0,5\%$.

Таблиця 2.7

Кінетика росту міцності фібробетону при введенні суперпластифікатора С-3

Тип цементу, виробник	$B/C=0,5$			$B/C=0,4$		
	Міцність при стиску, МПа, у віці			Міцність при стиску, МПа, у віці		
	1 доба	7 діб	28 діб	1 доба	7 діб	28 діб
ПЦ I Здолбунів	20,6	39,5	48,6	31,7	58,2	75,2
ПЦ II/Б, Кривий Ріг	16,2	36,7	46,9	26,3	56,8	73,1
ПЦ II /А, Здолбунів	16,8	37,8	48,1	28,5	56,9	72,9

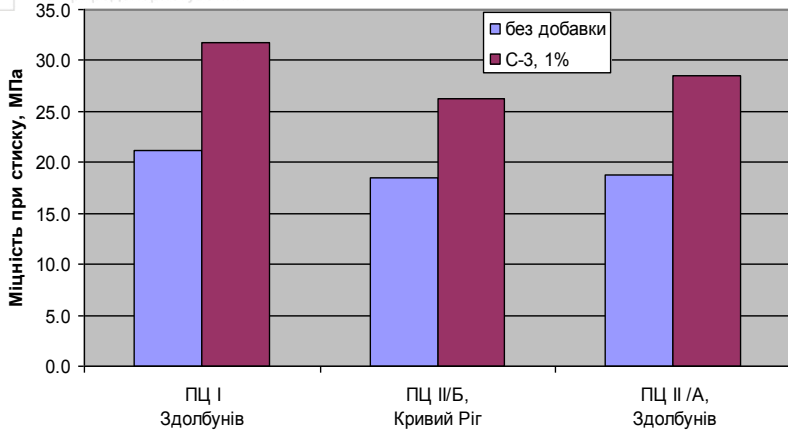


Рис. 2.14. Збільшення міцності фібробетону через 24 год твердіння при зниженні вмісту бетонної суміші за рахунок введення суперпластифікатора С-3

Застосування добавки при постійній витраті цементу дозволило збільшити марочну міцність приблизно на один клас, а міцність у віці 1 доба виросла на 25-35%.

Аналогічні дослідження були проведені для дрібнозернистого фібробетону (табл. 2.8, рис. 2.15).

Таблиця 2.8

Кінетика росту міцності дрібнозернистого фібробетону при введенні суперпластифікатора С-3

Тип цементу, виробник	$B/C=0,5$			$B/C=0,4$		
	Міцність при стиску, МПа, у віці			Міцність при стиску, МПа, у віці		
	1 доба	7 діб	28 діб	1 доба	7 діб	28 діб
ПЦ I Здолбунів	23,7	45,4	55,9	36,5	65,9	82,5
ПЦ II/Б, Кривий Ріг	17,8	42,2	53,9	27,5	63,2	80,1
ПЦ II /А, Здолбунів	19,3	43,5	54,2	32,8	65,4	82,1

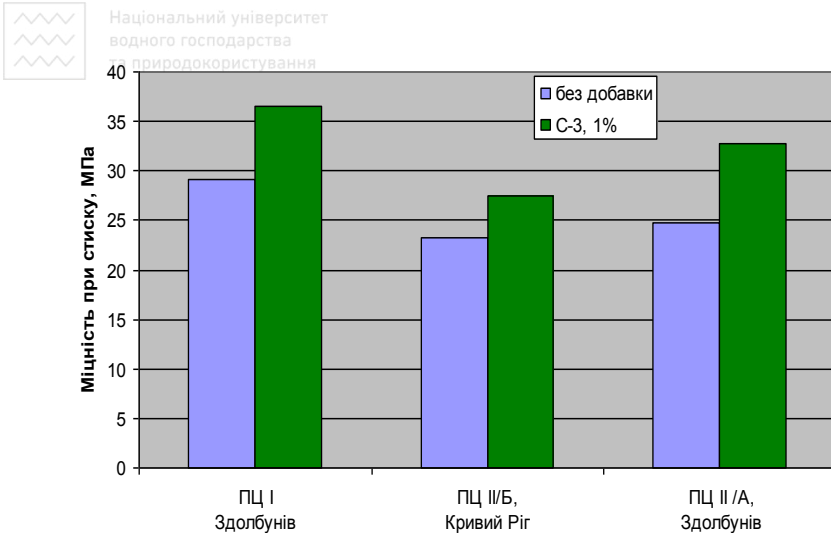


Рис. 2.15. Збільшення міцності дрібнозернистого фібробетону через 24 год твердіння при зниженні водовмісту бетонної суміші за рахунок введення суперпластифікатора С-3

Як видно з наведених результатів, позитивний ефект при введенні суперпластифікатора і у випадку дрібнозернистого бетону, хоча й в дещо меншій мірі (збільшення міцності на 20...25%). Абсолютні значення міцності дрібнозернистого бетону переважають значення для звичайного важкого бетону, що підтверджує попередні результати.

Щодо використання різних типів цементу, можна відзначити деяке переважання портландцементу І типу в ранньому віці (1 доба). Міцність як важкого, так і дрібнозернистого бетонів перевищує міцність бетонів на інших типах цементу на 10...20%. Проте, в подальшому ця різниця нівелюється і у віці 28 діб значення міцності практично не відрізняються для обох видів бетону.

Також були проведені дослідження із застосуванням деяких інших пластифікуючих добавок, розповсюджених на ринку України. Дослідження проводились на типовому середньоалюмінатному цементі І типу виробництва ПАТ “Волинь-цемент” (м.Здолбунів).



В табл. 2.9 наведено порівняльну ефективність досліджених пластифікуючих добавок у разі застосування їх для зниження витрати води при збереженні рухомості суміші і підвищення ранньої міцності. як видно з даних табл. 8 найбільшу водоредукуючу здатність мають добавки поліакрилатного та полікарбоксилатного типів (Mapei Dynamon SP3, Melflux), що дають можливість забезпечити максимальне підвищення ранньої міцності.

Таблиця 2.9
Порівняльна ефективність добавок-пластифікаторів при використанні в звичайному важкому та дрібнозернистому фібробетонах

Добавка	Витрата, % від маси цементу (на суху речовину)	Водоре- дукуюча здатність, %	Усереднене збільшення ранньої міцності, %	
			Звичайного важкого фібробетону	дрібно- зернистого фібробетону
C-3	0,5	12...15	10...20	
	0,7	16...18	15...30	
	1,0	18...20	25...35	
Mapei Dynamon SP3	0,5	30...35	42...60	
	1,0	40...45	60...90	
Mapei Dynamon SR3	0,5	22...28	38...52	
	1,0	30...35	38...55	
Melflux	0,5	30...35	40...60	
	1	40...45	57...80	
Sika VK 225	0,5	25...30	35...40	

2.2.3. Вибір оптимального вмісту фібри

З підвищенням об'ємної концентрації дисперсного армування фізико- механічні характеристики фібробетону зростають до певного рівня, після досягнення якого характеристики починають знижуватись [49]. Тому існує певне



співвідношення об'ємів волокна й матриці, при яких фізико-механічні характеристики фібробетону будуть мати максимальне значення.

Встановлено [121], 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. 2.16).

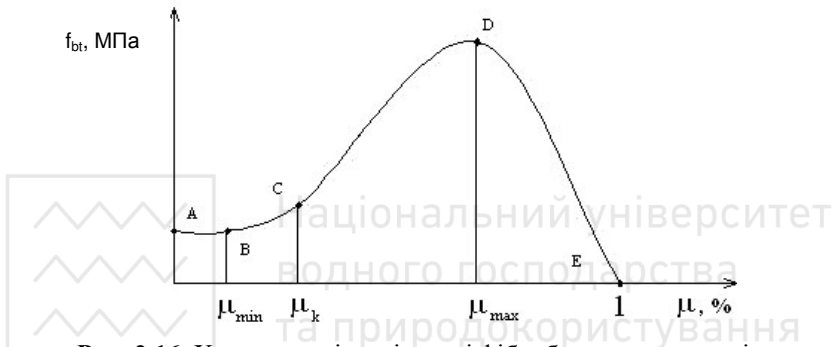


Рис. 2.16. Характер зміни міцності фібробетону залежно від об'ємної концентрації волокон

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 [104].

Оптимальне значення вмісту сталевих фібри визначали з урахуванням забезпечення максимального значення міцності на розтяг при згині. Для цього використовували метод “крутого сходження” [120]. Зазначений метод визначає стратегію послідовного покрокового проведення експериментів, при якому весь цикл досліджень розбивається на окремі етапи з виходом в область оптимального значення фактора.

На першому етапі був реалізований трьохрівневий трьохфакторний, близький до D – оптимального, план [30]. Умови планування експерименту наведені в табл. 2.10. Дослідження проводили на звичайному важкому бетоні із застосуванням в якості крупного заповнювача щебеню 5...20 мм із використанням хвилястої фібри $\Phi 1$.

Таблиця 2.10
Умови планування експерименту при визначенні параметрів складів сталевібробетону

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X_1	Витрата цементу, $\text{кг}/\text{м}^3(I)$	450	500	550	50
2	X_2	B/C	0,35	0,4	0,45	0,1
3	X_3	Витрата фібри, $\text{кг}/\text{м}^3(\Phi)$	0	20	40	20

Результати експериментів наведені в табл. 2.11.

Таблиця 2.11

Експериментальні результати по визначенню оптимального вмісту фібри

№ т. пл.	Кодовані значення факторів			Витрати компонентів, кг/м ³					В/Ц	Melf. %	OK, см	f_{cm}^3 , МПа	$f_{c,tf}^3$, МПа	f_{cm}^7 , МПа	$f_{c,tf}^7$, МПа	f_{cm}^{28} , МПа	$f_{c,tf}^{28}$, МПа
	X_1	X_2	X_3	Ц	П	Щ	В	Ф									
1	+	+	+	550	419	1206	247	40	0,45	0,25	18	26,5	2,6	37,5	3,5	58	5,6
2	+	+	-	550	419	1206	247	0	0,45	0,14	19	25,5	1,1	35	1,8	54	2,2
3	+	-	+	550	580	1206	193	40	0,35	0,92	19	55,3	4,3	60	5,6	86	6,9
4	+	-	-	550	580	1206	193	0	0,35	0,68	18	61,1	2,5	69	3,1	82	3,1
5	-	+	+	450	646	1206	203	40	0,45	0,41	18,5	41,2	3,4	54,5	4,6	62	5,8
6	-	+	-	450	646	1206	203	0	0,45	0,26	16	44,8	2,2	55,6	2,7	69	2,6
7	-	-	+	450	779	1206	157	40	0,35	1,13	19,5	42,5	1,8	66,8	5	80	6,6
8	-	-	-	450	779	1206	157	0	0,35	0,84	18,5	41	1,9	61	2,1	72	2,2
9	+	0	0	550	499	1206	220	20	0,4	0,40	17	37	2,9	52	3,3	60	3,8
10	-	0	0	450	714	1206	180	20	0,4	0,56	18	38,5	3,1	54,6	3,9	66	5,4
11	0	+	0	500	531	1206	226	20	0,45	0,03	18	27,5	2,2	40,2	2,9	45	3,8
12	0	-	0	500	679	1206	176	20	0,35	0,66	18	42,6	3,2	50	3,8	60	4,9
13	0	0	+	500	606	1206	200	40	0,4	0,27	19,5	37	3,5	47	4,3	57	5,5
14	0	0	-	500	606	1206	200	0	0,4	0,07	17,5	31,5	1,6	41	1,8	46	1,9
15	0	0	0	500	606	1206	200	20	0,4	0,21	17,5	37,8	2,6	48	3,3	55	4
16	0	0	0	500	606	1206	200	20	0,4	0,21	17,5	37,8	2,6	48	3,3	55	4
17	0	0	0	500	606	1206	200	20	0,4	0,21	17,5	37,8	2,6	48	3,3	55	4



Статистичний аналіз отриманих результатів експерименту дозволив розрахувати математичні моделі міцнісних параметрів бетону у віці 3, 7 та 28 діб (табл. 2.12) та на їх основі побудувати графічні залежності (рис. 2.17-2.20). При побудові графічних залежностей від двох факторів значення третього приймалося на основному (нульовому) рівні.

Таблиця 2.12
Математичні моделі міцнісних параметрів сталевіробетону

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	$y=4,05-0,15X_1-0,44X_2+1,67X_3+0,532X_1^2-0,282X_2^2-0,368X_3^2-0,388X_1X_2-0,087X_1X_3-0,213X_2X_3$



Національний університет
водного господарства
та природокористування

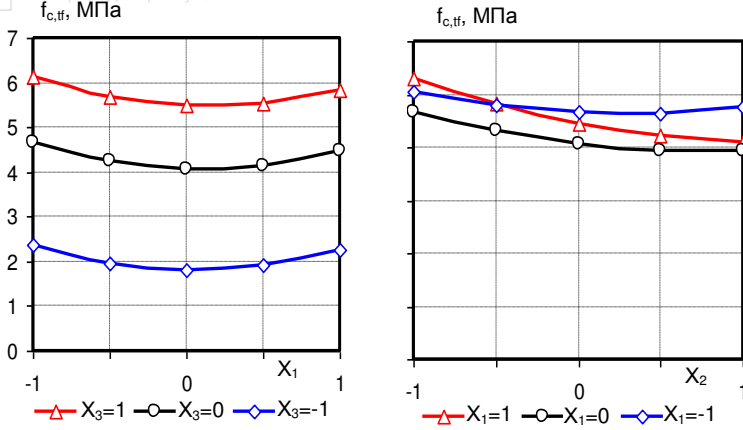


Рис. 2.17. Залежність міцності на розтяг при згині сталевібробетону у віці 28 діб від витрати цементу (X_1), В/Ц (X_2) та витрати фібри (X_3)

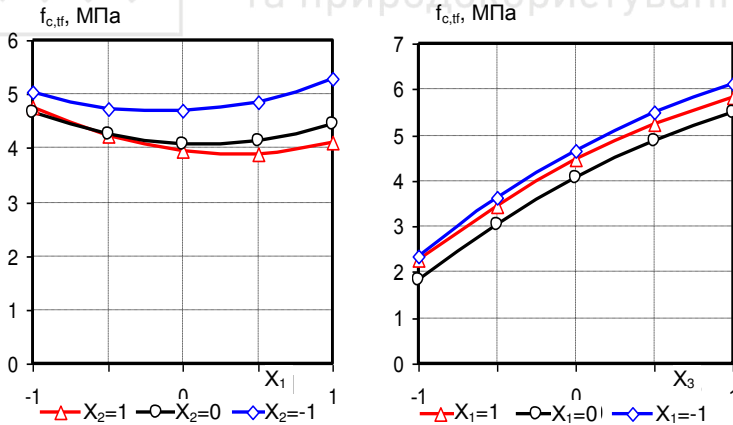


Рис. 2.18. Залежність міцності на розтяг при згині сталевібробетону у віці 28 діб від витрати цементу (X_1), В/Ц (X_2) та витрати фібри (X_3)

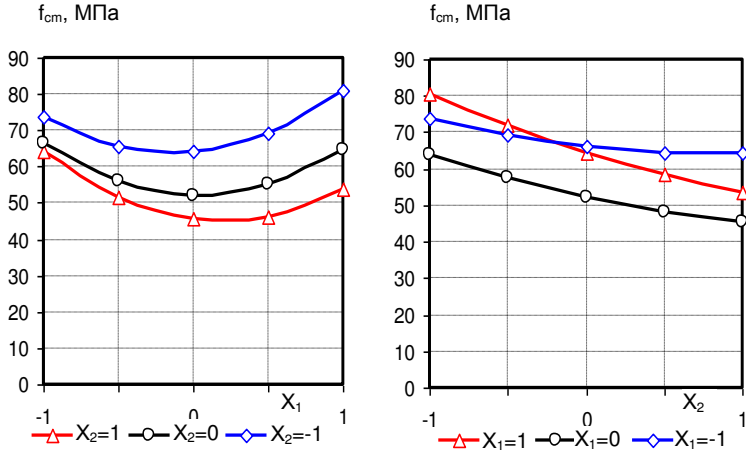


Рис. 2.19. Залежність міцності при стиску сталевібробетону у віці 28 днів від витрати цементу (X_1) та В/Ц (X_2)

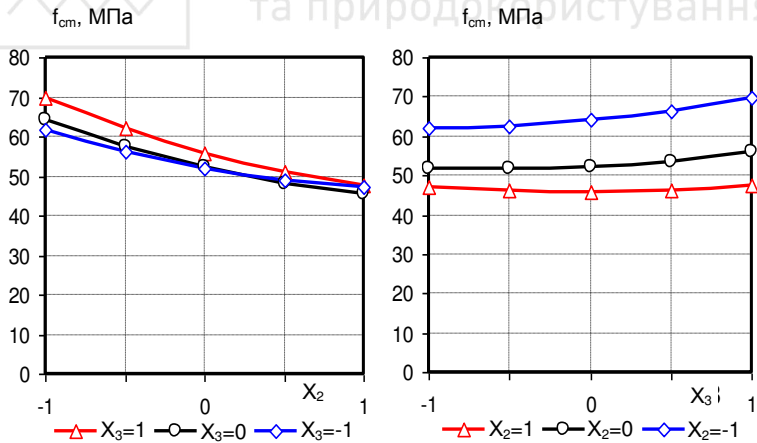


Рис. 2.20. Залежність міцності при стиску сталевібробетону у віці 28 днів від В/Ц (X_2) та витрати фібри (X_3)



Аналіз моделей та графічних залежностей підтверджує найбільш суттєву роль дисперсного армування на значення міцності на розтяг при згині. Збільшення вмісту фібри від 0 до 40 кг/м^3 приводить до зростання міцності на розтяг у віці 28 діб приблизно в 3 рази. Решта технологічних факторів практично не впливають на $f_{c,tf}$. Щодо міцності на стиск, очікувано найбільший вплив має фактор водоцементного відношення. Зміна вмісту фібри приводить до незначного збільшення міцності на розтяг при згині, причому це спостерігається при низьких значеннях B/C і витрат цементу.

Відносний вплив факторів на величини міцності при стиску та розтягу при згині у віці 28 діб можна прослідкувати з рис. 2.21. При цьому за одиницю прийнята величина впливу (лінійний коефіцієнт рівнянь регресії) фактору витрат фібри (X_3).

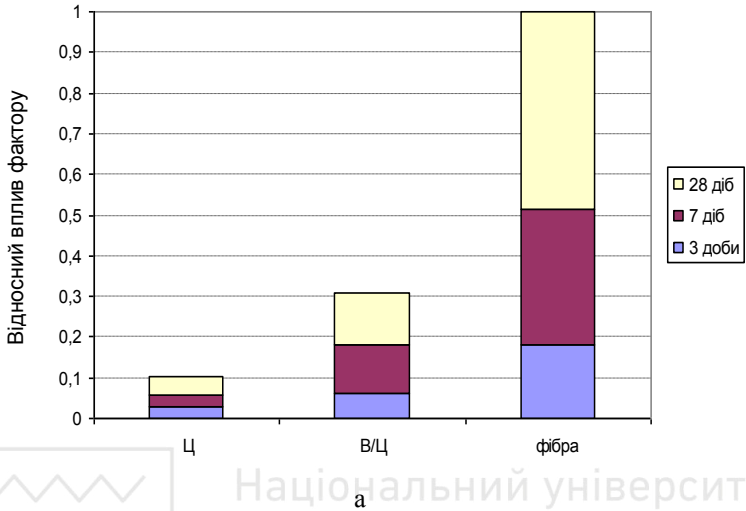
На другому етапі був застосований метод “крутого сходження” для знаходження оптимального значення витрати фібри.

При “крутому сходженні” вміст цементу залишили постійним, враховуючи, що в обраному діапазоні при постійних значеннях B/C він чинить несуттєвий вплив на міцність, подальше зниження B/C (нижче 0,268) виявилось також не ефективним у зв’язку із суттєвим погіршенням легкоукладальності бетонної суміші. Експериментальні дані, отримані при “крутому сходженні” наведені в табл. 2.13.

За результатами крутого сходження отримано оптимальні значення технологічних факторів, що характеризують склад бетонної суміші ($C=550 \text{ кг/м}^3$; $\Phi=60 \text{ кг/м}^3$; $B/C=0,27$). Це дозволяє збільшити міцність на розтяг при згині до 8,9 МПа, що майже в три рази перевищує міцність не армованого бетону, при цьому міцність на стиск досягає 98 МПа.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування

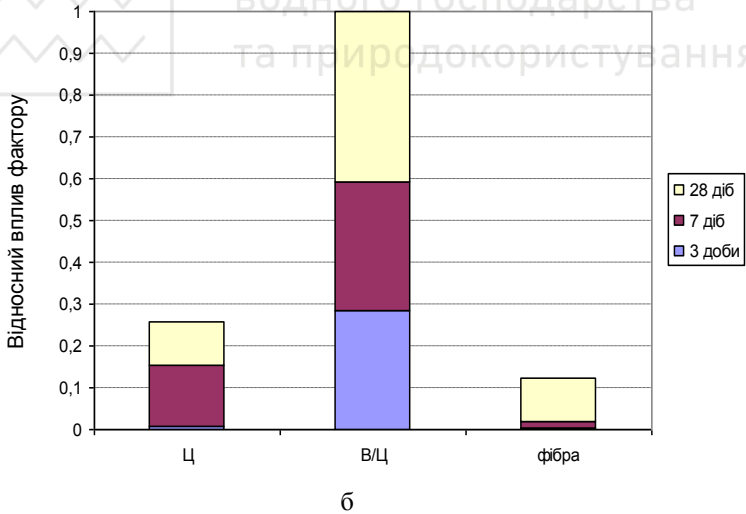


Рис. 2.21. Діаграма відносного впливу факторів на міцність на розтяг при згині (а) та міцність при стиску (б) сталевібробетону у віці 28 діб



Таблиця.2.13

Реалізація методу “крутого сходження” при розрахунку оптимальних значень B/C та вмісту фібри в сталевібробетоні

№	Послідовність операцій крутого зходження	Дослідні фактори				
		Витрата цементу, кг/м^3	B/C	Витрата фібри, кг/м^3	Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	Міцність при стиску у віці 28 діб, МПа
1	Основний рівень, X_{i0}	500	0,4	20		
2	Інтервал варіювання, ΔX_{i0}	50	0,05	20		
3	Верхній рівень	550	0,45	40		
4	Нижній рівень	450	0,35	0		
5	Кодове значення змінних	X_1	X_2	X_3		
6	Досліди:					
	1	+	+	+	5,6	58
	2	+	+	-	2,2	54
	3	+	-	+	6,9	86
	4	+	-	-	3,1	82
	5	-	+	+	5,8	62
	6	-	+	-	2,6	69
	7	-	-	+	6,6	80
	8	-	-	-	2,2	72
	9	+	0	0	3,8	60
	10	-	0	0	5,4	66
	11	0	+	0	3,8	45
	12	0	-	0	4,9	60
	13	0	0	+	5,5	57
	14	0	0	-	1,9	46
	15	0	0	0	4,0	55
	16	0	0	0	4,0	55
17	0	0	0	4,0	55	
7	b_i^*		2,83	1,67		
8	$b_i \Delta X_{i0}$		0,142	33,4		
9	$\lambda = \frac{\mu}{b_i}; \mu = 1$		0,35	0,599		



продовження табл. 2.13

10 11	Крок $\approx \lambda(b, \Delta X_{i0})$	0,05	20		
	Досліди на лінії сходження	0,318	40	7,0	94
	№ 1	0,268	60	8,9	98
	№ 2	0,268	80	8,6	92
	№ 3				

b_i^* – відповідає коефіцієнту моделі (табл. 2.12), що характеризує вплив відповідного фактору на показники міцності на розтяг при згині.

Наступний етап досліджень був присвячений встановленню оптимального вмісту сталеві фібри для виготовлення дрібнозернистого сталеві фібробетону з підвищеною міцністю на розтяг при згині. Для цього було проведено прямі дослідження, результати яких наведені в табл. 3.14 та на рис. 2.22. Дослідження проводили на дрібнозернистому бетоні із застосуванням фібри типу Ф1, збільшення вмісту якої, за результатами попередніх досліджень, призводить до інтенсивного зростання міцності бетону на розтяг при згині.

Таблиця 3.14
Дослідження впливу кількості фібри на міцність при згині дрібнозернистого сталеві фібробетону

Фміст фібри, кг/м ³	Міцність при згині у віці 1 доба, МПа	Міцність при згині у віці 7 діб, МПа	Міцність при згині у віці 28 діб, МПа
0	5,11	7,42	8,62
20	5,35	8,29	10,18
40	5,55	8,93	11,61
60	5,79	9,65	12,17
80	5,94	10,33	12,53

Отримані результати вказують на те, що збільшення вмісту сталеві фібри на всьому діапазоні варіювання призводить до збільшення міцності дрібнозернистого сталеві фібробетону при згині у всі терміни твердіння. Проте отримані результати не дозволяють встановити оптимальну



витрату фібри яка б забезпечувала досягнення максимальної міцності на розтяг при згині. Тому метою роботи на наступному етапі досліджень було встановлено комплексного впливу на міцнісні характеристики дрібнозернистого сталефіробетону витрати цементу, фібри та водоцементного відношення. Для цього був реалізований трьохрівневий трьохфакторний, близький до D – оптимального, план [30]. Умови планування експерименту та результати досліджень наведені в табл. 2.15 та табл. 2.16 відповідно.

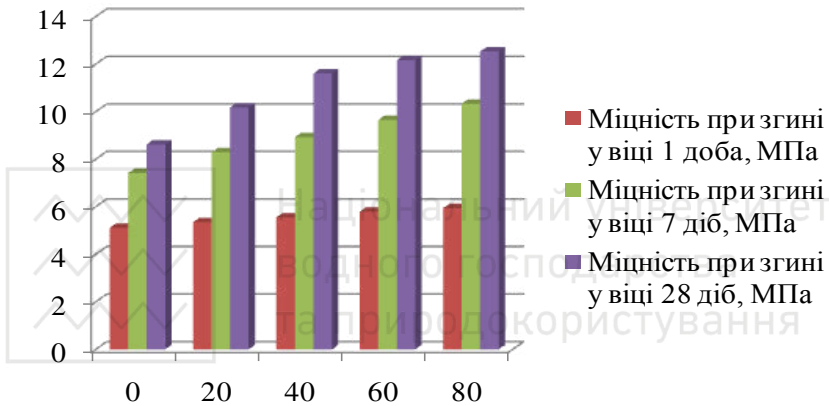


Рис. 2.22. Діаграма впливу вмісту фібри на міцність на розтяг при згині дрібнозернистого сталефіробетону

Таблиця 2.15

Умови планування експерименту при визначенні параметрів складів сталефіробетону

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X_1	Витрата цементу, кг/м ³ (C)	450	500	550	50
2	X_2	B/C	0,3	0,35	0,4	0,05
3	X_3	Витрата фібри, кг/м ³ (Φ)	80	100	120	20

Таблиця 2.16

Експериментальні результати по визначенню параметрів складів сталевібробетону

№ т. пл	Кодовані значення факторів			Витрати компонентів, кг/м ³					В/Ц	Mel-флюкс, %	f_{cm}^1 , МПа	$f_{c,tf}^1$, МПа	f_{cm}^7 , МПа	$f_{c,tf}^7$, МПа	f_{cm}^{28} , МПа	$f_{c,tf}^{28}$, МПа
	X_1	X_2	X_3	Ц	П	Щ _{2...5}	В	Ф								
1	+	+	+	0,2	732	895	220	120	0,4	0,2	28,63	6,22	54,7	11,15	67,2	13,84
2	+	+	-	0,1	732	895	220	80	0,4	0,1	28,21	5,00	55,8	10,05	66,6	9,08
3	+	-	+	1,1	799	977	165	120	0,3	1,1	40,9	8,80	78,1	15,95	96,0	19,92
4	+	-	-	0,8	799	977	165	80	0,3	0,8	40,3	7,78	79,7	15,57	95,2	15,23
5	-	+	+	0,4	820	1002	180	120	0,4	0,4	23,8	6,64	49,1	13,91	57,3	14,90
6	-	+	-	0,2	820	1002	180	80	0,4	0,2	23	5,26	48,0	8,29	56,9	9,59
7	-	-	+	1,3	875	1069	135	120	0,3	1,3	34,1	7,50	71,0	15,27	83,9	17,06
8	-	-	-	1	875	1069	135	80	0,3	1	33,8	6,32	70,4	10,37	83,3	11,82
9	+	0	0	0,45	766	936	193	100	0,35	0,45	32,2	7,90	67,3	15,57	79,7	18,13
10	-	0	0	0,65	847	1036	158	100	0,35	0,65	30,7	7,38	64,0	14,35	75,8	16,95
11	0	+	0	0,3	776	948	200	100	0,4	0,3	24,5	6,72	53,4	13,32	65,3	15,49
12	0	-	0	0,5	837	1023	150	100	0,3	0,5	39,1	8,54	77,4	16,76	92,4	19,64
13	0	0	+	0,3	806	986	175	120	0,35	0,3	32,1	7,14	66,8	13,33	79,0	15,67
14	0	0	-	0,1	806	986	175	80	0,35	0,1	31,1	5,94	64,5	10,33	77,5	10,67
15	0	0	0	0,2	806	986	175	100	0,35	0,2	31,6	7,56	66,0	14,63	78,1	17,17
16	0	0	0	0,2	806	986	175	100	0,35	0,2	31,6	7,56	66,0	14,63	78,1	17,17
17	0	0	0	0,2	806	986	175	100	0,35	0,2	31,6	7,56	66,0	14,63	78,1	17,17



Після проведення обробки та статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі міцності дрібнозернистого сталевібробетону на стиск та розтяг при згині у вигляді поліноміальних рівнянь регресії. Результати обробки та статистичного аналізу експериментальних даних наведені в табл. 2.17 та на рис. 2.23-2.26.

Таблиця 2.17
Математичні моделі міцнісних параметрів дрібнозернистого сталевібробетону

Вихідний параметр		Математичні моделі
Міцність при стиску у віці:	1 доба	$f_{cm}^1 = 31,7 + 1,4X_1 - 8X_2 + 0,3X_3 - 0,2X_1^2 + 0,2X_2^2 - 0,4X_1X_2$
	7 діб	$f_{cm}^7 = 66,5 + 3,3X_1 - 11,6X_2 + 0,1X_3 - 0,9X_1^2 - 1,2X_2^2 - 0,9X_3^2 - 0,4X_1X_2 - 0,6X_1X_3 + 0,1X_2X_3$
	28 діб	$f_{cm}^{28} = 78,9 + 4,8X_1 - 13,7X_2 + 0,4X_3 - 1,6X_1^2 - 0,4X_2^2 - X_3^2 - 0,5X_1X_2 - 0,1X_2X_3$
Міцність на розтяг при згині у віці:	1 доба	$f_{c,tf}^1 = 7,56 + 0,26X_1 - 0,91X_2 + 0,6X_3 + 0,077X_1^2 + 0,07X_2^2 - 1,02X_3^2 - 0,43X_1X_2 - 0,042X_1X_3 + 0,05X_2X_3$
	7 діб	$f_{c,tf}^7 = 14,63 + 0,61X_1 - 1,72X_2 + 1,5X_3 + 0,333X_1^2 + 0,407X_2^2 - 2,8X_3^2 - 0,86X_1X_2 - 1,128X_1X_3 + 0,18X_2X_3$
	28 діб	$f_{c,tf}^{28} = 17,17 + 0,589X_1 - 2,078X_2 + 2,5X_3 + 0,367X_1^2 + 0,394X_2^2 - 4X_3^2 - 0,98X_1X_2 - 0,138X_1X_3 + 0,018X_2X_3$

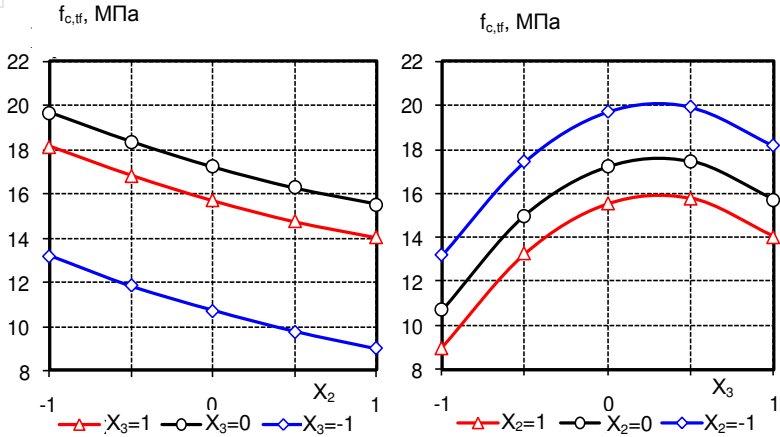


Рис. 2.23. Залежність міцності на розтяг при згині дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 днів від В/Ц (X_2) та витрати фібри (X_3)

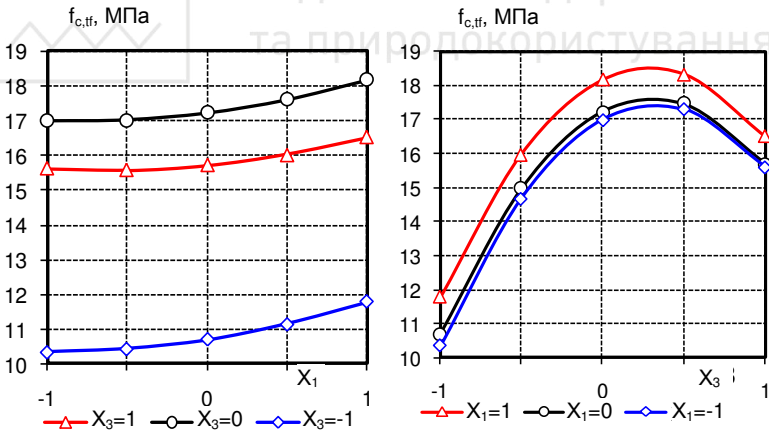


Рис. 2.24. Залежність міцності на розтяг при згині сталевібробетону у віці 28 днів від витрати цементу (X_1) та витрати фібри (X_3)

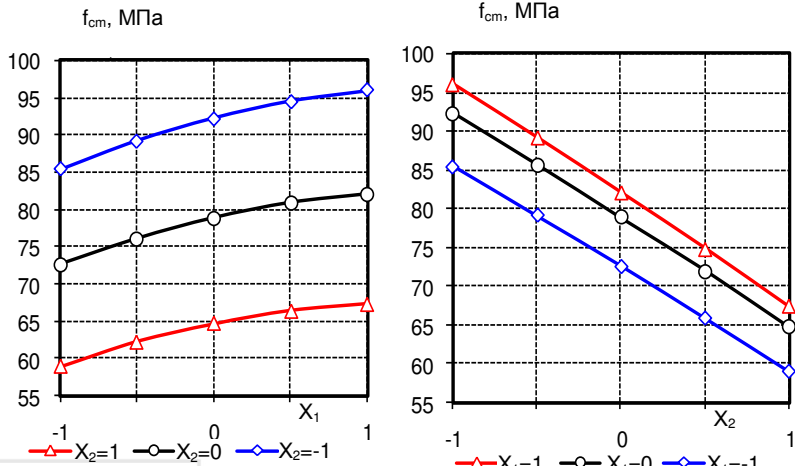


Рис. 2.25. Залежність міцності при стиску сталевібробетону у віці 28 днів від витрати цементу (X_1) та В/Ц (X_2)

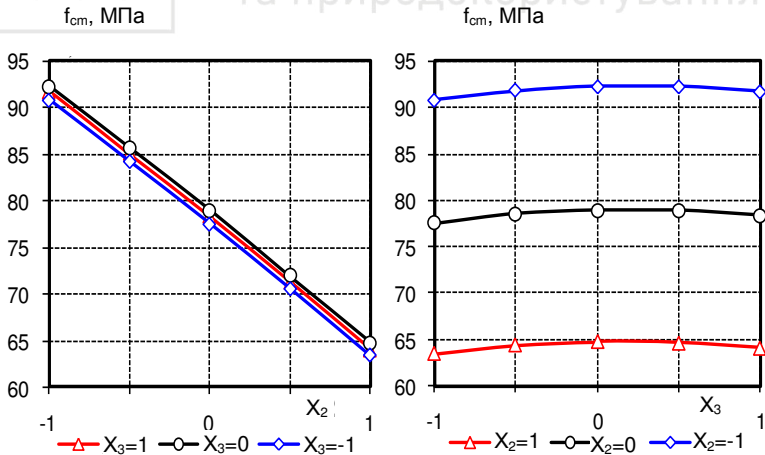


Рис. 2.26. Залежність міцності при стиску сталевібробетону у віці 28 днів від В/Ц (X_2) та витрати фібри (X_3)



Аналіз отриманих математичних моделей та побудованих, на їх основі, графічних залежностей свідчить про те, що як і у випадку із звичайним важким бетоном, найбільш суттєвий вплив на міцність бетону на розтяг при згині чинить вміст фібри, причому вплив даного фактору носить екстремальний характер. Збільшення вмісту фібри від 80 до 100 кг/м³ призводить до збільшення міцності на розтяг при згині в середньому на 40%, подальше ж збільшення кількості дисперсної арматури суттєво не впливає на міцність дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині. Тобто у відповідності з отриманими експериментальними результатами було встановлено оптимальний вміст сталевіброфібри, який забезпечує максимальну міцність фібробетону на розтяг при згині. Подальше збільшення вмісту дисперсної арматури призводить до зниження міцності, що обумовлено зменшенням товщини матричного шару настільки, що матеріал проявляє схильність до розшарування навіть при невеликих навантаженнях [120].

Щодо міцності на стиск, то аналізуючи отримані експериментально-статистичні моделі, приходимо до висновку, що найбільш суттєвим фактором, який впливає на міцність дрібнозернистих сталевібробетонів, у різні терміни твердіння, є водоцементне відношення, зменшення, якого від $V/C=0,4$ до $V/C=0,3$ призводить до збільшення міцності на 40% у віці 1 доби, на 30% у віці 7 діб та на 25% у віці 28 діб. Вплив даного фактору носить лінійний характер і він складає близько 80% впливу всіх інших факторів. Збільшення витрати цементу та сталевіброфібри в варійованих межах при постійному водоцементному відношенні суттєво не впливає на міцність досліджуваних бетонів. За впливом варійованих факторів на міцність дрібнозернистого сталевібробетону на стиск їх можна розташувати в ряду: $X_2 > X_1 > X_3$.

Таким чином в результаті експериментальних досліджень було встановлено можливість отримання дрібнозернистого сталевібробетону, що характеризується міцністю при стику більше 90 МПа, при забезпеченні міцності при згині майже 20 МПа.



2.2.4. Вплив способу введення фібри

Особливу увагу потрібно приділяти стадії приготування фібробетону, адже від якості перемішування компонентів будь-якого композиційного матеріалу залежать його властивості й довговічність.

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).

Для порівняння двох способів введення фібри провели досліди на важкому та дрібнозернистому фібробетонах при оптимальному вмісті фібри Ф1, що був визначений раніше.

Для звичайного важкого фібробетону вміст фібри складав 60 кг/м^3 ($\mu=0,8\%$), для дрібнозернистого – 100 кг/м^3 ($\mu=1,3\%$). Бетонні суміші готували на трьох значеннях рухомості ($OK=10 \text{ см}$, $OK=15 \text{ см}$, $OK=20 \text{ см}$) при однаковому $V/Ц=0,35$. Результати випробування зразків сталеві фібробетонів у віці 3, 7 та 28 діб наведені в табл. 2.18, 2.19.

Таблиця 2.18

Перший спосіб введення фібри (класичний)

OK, см	Міцність при стиску, МПа у віці			Міцність на розтяг при згині, МПа у віці		
	3 доби	7 діб	28 діб	3 доби	7 діб	28 діб
Важкий фібробетон						
10	55,6	73,3	92,3	1,8	2,6	2,8
15	55,9	72,6	91,4	3,9	5,6	7,8
20	62,3	77,8	96,2	4,8	7,5	8,9
Дрібнозернистий фібробетон						
10	53,1	69,8	87,2	2,5	3,4	4,2
15	54,8	68,3	86,8	6,2	8,7	11,3
20	56,2	71,3	93,5	7,5	10,6	13,6



Таблиця 2.19

Другий спосіб введення фібри (“сухий”)

OK, см	Міцність при стиску, МПа у віці			Міцність на розтяг при згині, МПа у віці		
	3 доби	7 діб	28 діб	3 доби	7 діб	28 діб
Важкий фібробетон						
10	56,7	72,4	91,6	1,6	2,1	2,6
15	55,2	73,9	92,4	4	5,3	7,5
20	58	75	93,8	7,6	6,3	7,9
Дрібнозернистий фібробетон						
10	53,4	69	86,4	2,6	3,4	4,3
15	54,9	72,1	83,3	6,36	8,5	10,6
20	55,2	70,3	89	7,6	10,8	12,9

В процесі приготування сумішей спостерігалась чітка тенденція по ускладненню досягнення рівномірного розподілення фібри в бетоні при зменшенні рухомості суміші. Зокрема при $OK=10$ см було важко досягнути однорідності фібробетонної суміші, в ній утворювались комки фібри (т.зв. “іжаки”) і, відповідно, лишались значні ділянки неармованого бетону. Це, як видно з результатів (рис. 2.27), привело до суттєвого зниження міцності на розтяг при згині, значення яких майже не перевищує міцності неармованих зразків бетону. Міцність при стиску знижується не так значно, проте й це зниження також можна пояснити неоднорідністю структури бетону. Порівнюючи два види фібробетону (рис. 2.27, 2.28) варто відзначити, що дрібнозерниста бетонна суміш була менш схильна до комкування волокон фібри при невисоких значеннях рухомостей. Малі розміри зерен заповнювача дозволяли легше розподіляти фібру в бетонній суміші, що приводило до збільшення її однорідності і, тим самим, міцнісних показників.

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), що можна пояснити більшою загальною тривалістю перемішування компонентів суміші для нього у порівнянні із



“сухим” способом. При збільшенні рухомості до 15 см комкування фібри стало менш відчутним, а при 20 см – взагалі не спостерігалось.

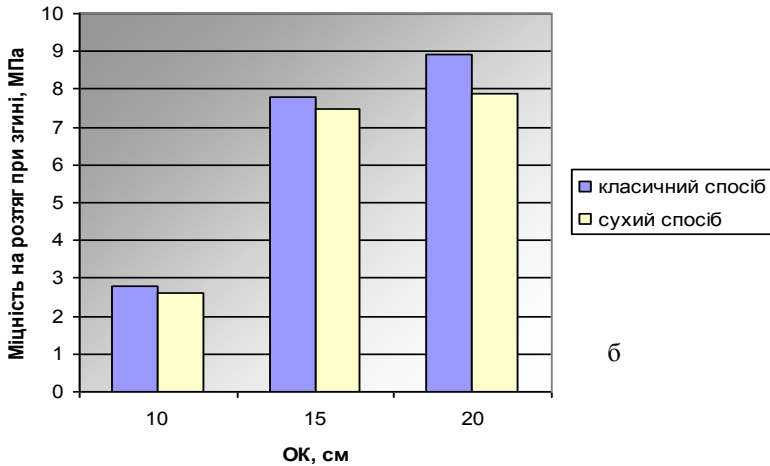
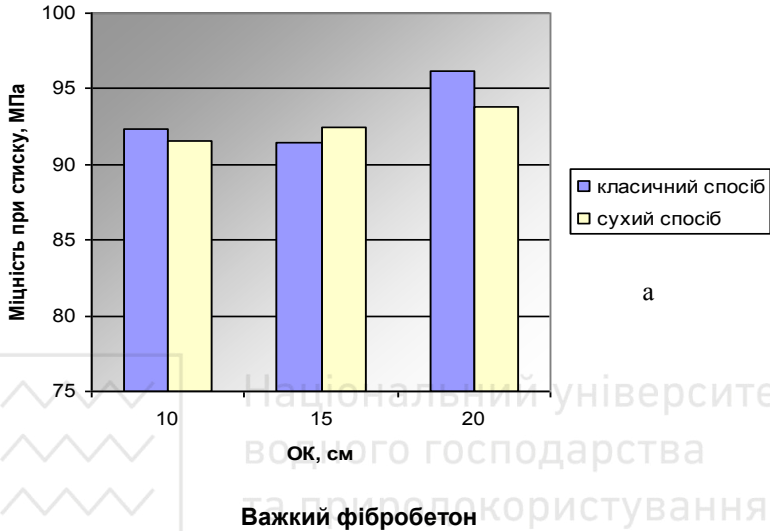
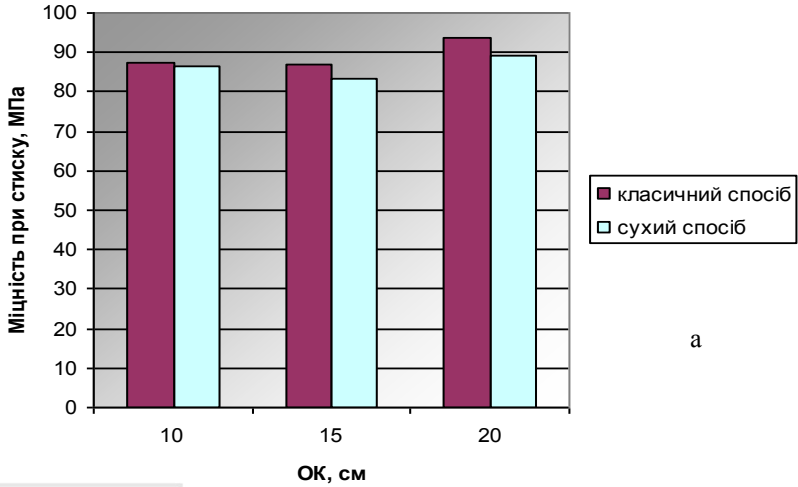
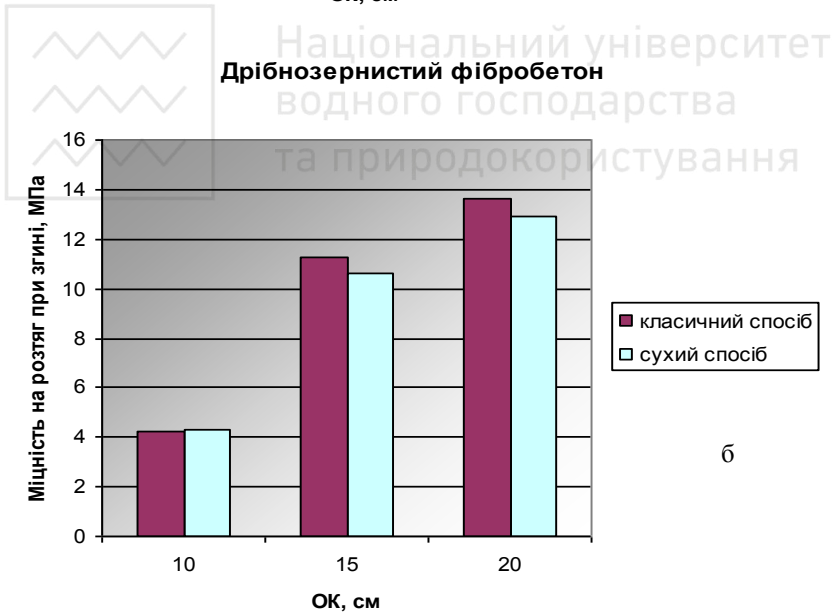


Рис. 2.27. Зміна міцності при стиску (а) та міцності на розтяг при згині (б) важкого сталевібробетону у віці 28 діб в залежності від способу введення фібри та рухомості суміші



а



б

Рис. 2.28. Зміна міцності при стиску (а) та міцності на розтяг при згині (б) дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 днів в залежності від способу введення фібри та рухомості суміші



2.3. Властивості фібробетонних сумішей

Водопотреба і легкоукладальність – найважливіші взаємопов’язані між собою технологічні властивості бетонних сумішей, які визначають як здатність їх до ущільнення, так і, значною мірою, властивості затверділого бетону.

В технології бетону відоме правило постійності водопотреби. Воно обумовлює, що при незмінному водовмісті витрата цементу в межах 200...400 кг/м³ не впливає істотно на легкоукладальність бетонних сумішей. Відповідно до цього правила водопотреба бетонних сумішей, необхідна для досягнення заданого показника легкоукладальності, є практично постійною у визначеному діапазоні витрат цементу і B/C .

Встановлення верхньої межі області правила постійності водопотреби, що дозволяє врахувати особливості застосовуваного цементу, досягається при вираженні його через критичне B/C ($(B/C)_{кр}$), яке рівне в середньому $1,68K_{н.г}$, де $K_{н.г}$ – B/C , що відповідає нормальній густоті цементного тіста [121]. Для бетонів важких класів $(B/C)_{кр}$ знаходиться в межах 2,2...2,4 (рис. 2.29).

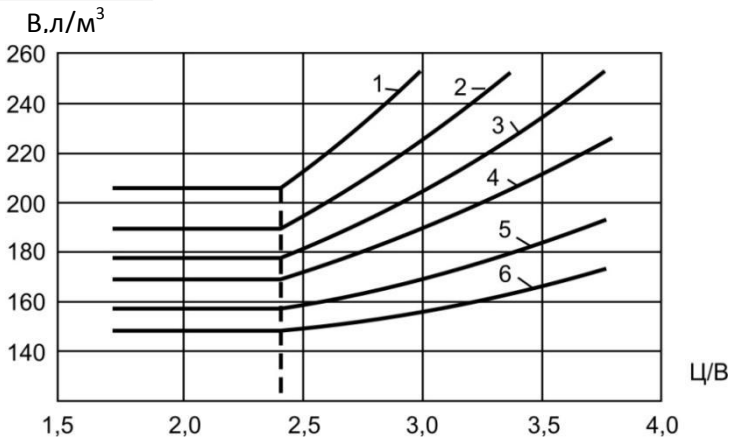


Рис. 2.29. Вплив Ц/В на водопотребу бетонної суміші:

1...3 – суміші з осадкою конуса 10, 5, 2 см; 4...6 – суміші з жорсткістю 10, 20, 30 с; щебінь 5...20 мм, пісок середньої крупності, цемент з нормальною густиною 26-27%)



З фізичних позицій правило сталості водопотреби полягає в тому, що зі збільшенням C/V до деякого критичного значення ріст структурної в'язкості цементного тіста в бетонній суміші компенсується збільшенням його кількості і відповідно товщини шару цементного тіста на зернах заповнювача. За межами критичного C/V збільшення кількості цементного “мастила” вже не компенсує прогресивно зростаючу водопотребу бетонної суміші (рис. 2.29).

Для встановлення впливу C/V на водопотребу високоміцних фібробетонів досліди проводили як і раніше на двох видах бетонів – на важкому та дрібнозернистому фібробетонах при оптимальному вмісті фібри Ф1, що був визначений раніше.

Для звичайного важкого фібробетону вміст фібри складав 60 кг/м^3 ($\mu=0,8\%$), для дрібнозернистого – 100 кг/м^3 ($\mu=1,3\%$). Бетонні суміші готували при чотирьох різних значеннях C/V . Рухомість сумішей витримували в межах 15 см. Результати дослідів наведені в табл. 2.20 та на рис. 2.30.

Таблиця 2.20

Значення водовмісту та рухомості суміші в залежності від цементно-водного відношення

C/V	V/C	Водовміст, л	ОК, см
Важкий фібробетон			
1,8	0,55	205	14
2,2	0,45	206	16
2,7	0,37	231	15
3,1	0,32	256	15
Дрібнозернистий фібробетон			
1,8	0,55	220	15
2,2	0,45	223	16
2,7	0,37	245	14
3,1	0,32	285	15

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. 2.30). Також розглядаючи аналогічні склади сумішей без фібри, можна відзначити що 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.

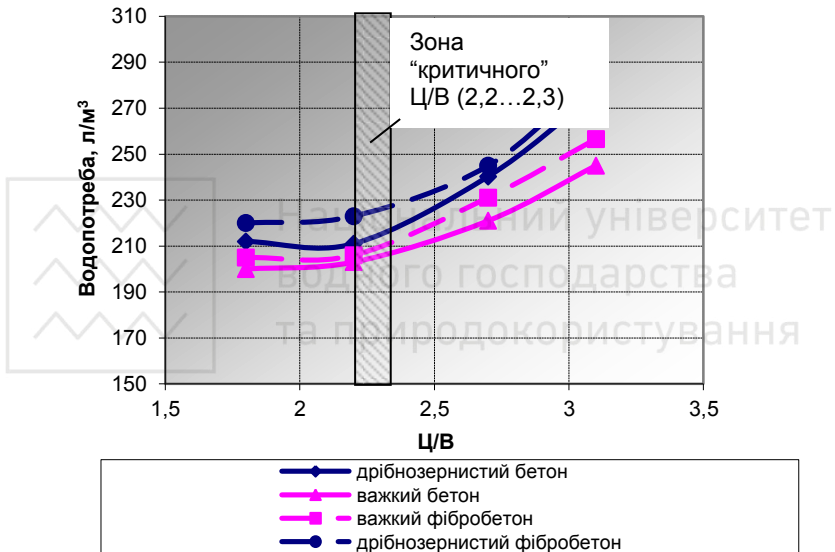


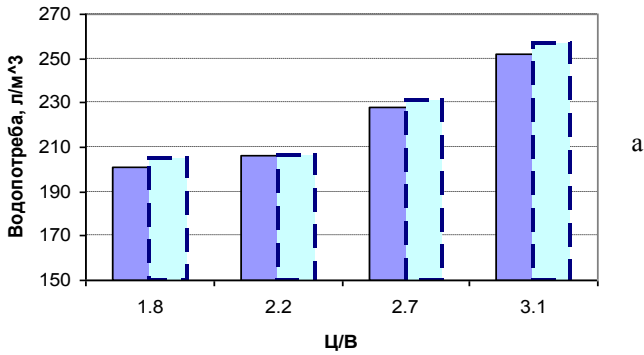
Рис. 2.30. Вплив Ц/В на водопотребу фібробетонних сумішей (Витрата фібри для дрібнозернистого фібробетону – 1,3%, для важкого фібробетону – 0,8%)

Потрібно також відзначити, що важкі фібробетонні суміші при високих значеннях $Ц/В$ характеризувались схильністю до розшарування, в той час як для дрібнозернистих сумішей це явище було виражене в значно меншій мірі.

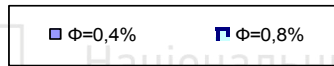
Розглядаючи вплив вмісту фібри на водопотребу бетонних сумішей (рис. 2.31) можна відмітити закономірність росту водопотреби при зростанні її об'ємної витрати.



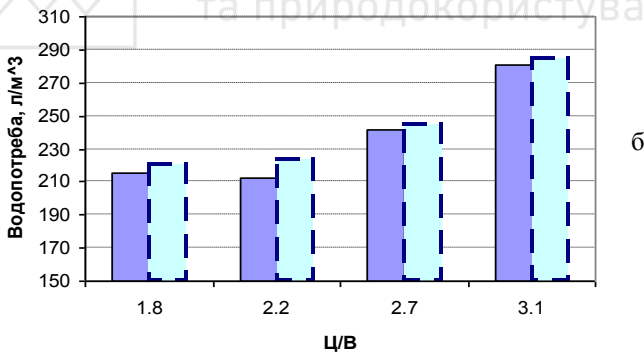
Важкий фібробетон



а



Дрібнозернистий фібробетон



б

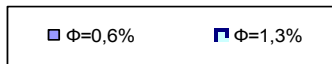


Рис. 2.31. Вплив вмісту фібри та Ц/В на водопотребу фібробетонних сумішей важкого (а) та дрібнозернистого (б) фібробетонів



Використання пластифікуючих добавок Melflux та С-3 поряд із зниженням водопотреби, зміщує “критичне” Ц/В до значень 2,6...2,7 (рис. 2.32).

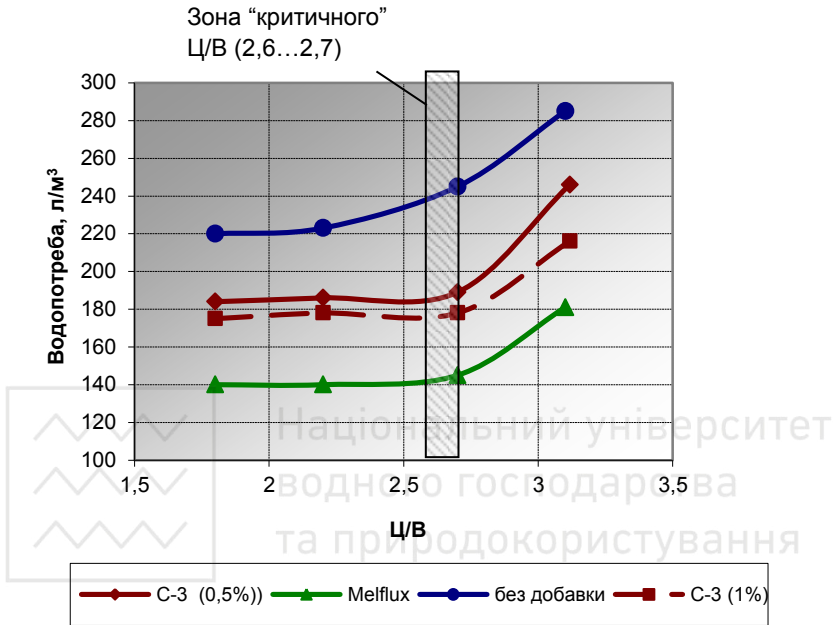


Рис. 2.32. Вплив Ц/В на водопотребу фібробетонних сумішей при використанні водоредукуючих добавок

В межах правила постійності водопотреби для досліджуваних бетонів нами встановлені залежності водовмісту від рухомості бетонної суміші (рис. 2.33). Витрата суперпластифікатора Melflux склала 0,5%, С-3 – 1%. Витрати фібри відповідали раніше встановленим оптимальним значенням.

Як видно з наведених даних, застосування добавок пластифікаторів призводить до того, що суміші (особливо дрібнозернисті) стають більш чутливими до зміни рухомості вже при невеликих змінах водовмісту.

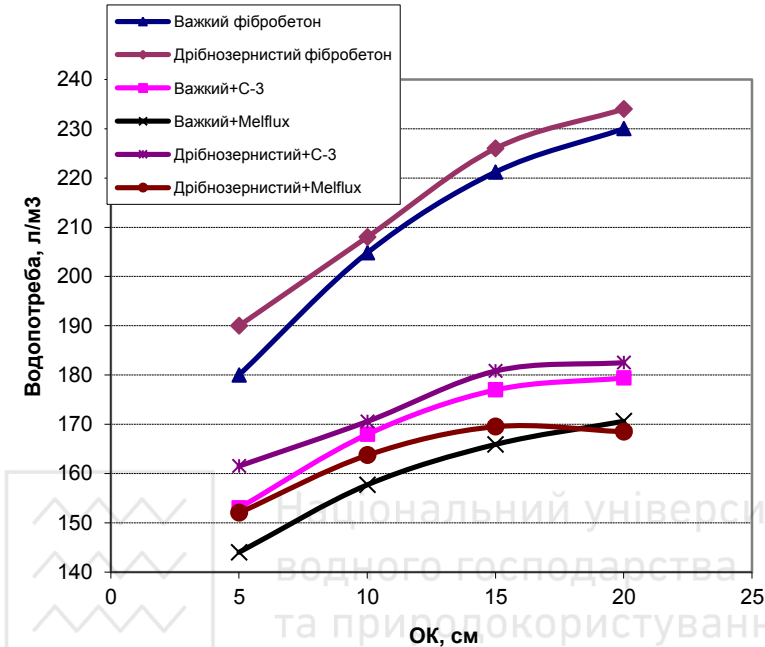


Рис. 2.33. Розрахункові залежності впливу на водопотребу фібробетонних сумішей показників рухомості при використанні водоредукуючих добавок

Для визначення зміни водопотреби бетонних сумішей за межами правила сталості водопотреби можна збільшення водопотреби ΔB знаходити за емпіричною формулою [121]:

$$\Delta B = \left(B / C - \frac{1}{1,68 K_{н.з}} \right) \left(\frac{B_0}{100} \right)^{5.5}, \quad (2.4)$$

де B_0 – водопотреба, встановлена в межах дії правила постійності водопотреби; $K_{н.з.}$ – нормальна густина цементу.

У табл. 2.21 наведені значення водовмісту бетонних сумішей при $C/B > (C/B)_{кр}$ і різних показниках рухомості бетонної суміші, а також значення ΔB , обчислені за формулою (2.4) і знайдені експериментально. Водовміст фібробетонних



сумішей знаходили за умови використання базових складів важкого та дрібнозернистого бетонів, що встановлені раніше.

Таблиця 2.21

Розрахункові та експериментальні значення поправки до водоботреби фібробетонних сумішей

OK, см	V_0 , л при $(C/V)_{кр} \leq 2,2$	Поправка до водопотреби ΔB , л (за 2.4) при		Поправка до водопотреби ΔB , л (експериментальна) при	
		$C/V=$	$C/V=$	$C/V=$	$C/V=$
		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 (2.4), так і знайдених експериментально. Значення поправок, наведені в табл. 2.21 можна використовувати при проектування складів високоміцних фібробетонів, що потребують високих значень V/C .

Збережуваність фібробетонних суміші у часі.

Важливим питанням при дослідженні технологічних властивостей фібробетонних сумішей, є прогнозування втрати рухомості – т.зв. “життєздатності”, або збережуваності суміші в часі, яке дозволяє вносити корективи при призначенні початкової легкоукладальності та визначати допустиму тривалість транспортування суміші.



Для високорухомих бетонних та фібробетонних сумішей за показник збережуваності рухомості можна прийняти час, за який середнє значення осадки конуса зменшиться від 20 до 15 см. Для порівняльної оцінки збережуваності рухомості сумішей в часі були проведені випробування бетонних та фібробетонних сумішей, склади яких представлені в табл. 2.22.

Таблиця 2.22

Склади бетонних сумішей

№	В/Ц	Витрата основних компонентів, кг/м ³				Фібра, кг/м ³	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%)

На рис. 2.34 представлено кінетику збережуваності показника рухомості бетонних сумішей на крупному заповнювачі, вказаних в табл. 2.22 складів. Найбільші втрати рухомості в часі мають суміші з добавками суперпластифікаторів, найменші – без пластифікатора та використання фібри. Відомо, що рухливі пластифіковані суміші втрачають рухомість швидше, ніж рівнорухомі суміші без добавки суперпластифікатору, що закономірно пояснюється більшим водовмістом останніх.



Введення фібри приводить до деякого зменшення збережуваності рухомості суміші у часі у порівнянні із сумішшю без фібри. В цілому втрати рухомості протягом першої години для всіх складів є незначними. Збережуваність рухомості сумішей складів 1-4 становить відповідно 1,5 год, 1,35 год, та 0,95 год та 0,76 год.

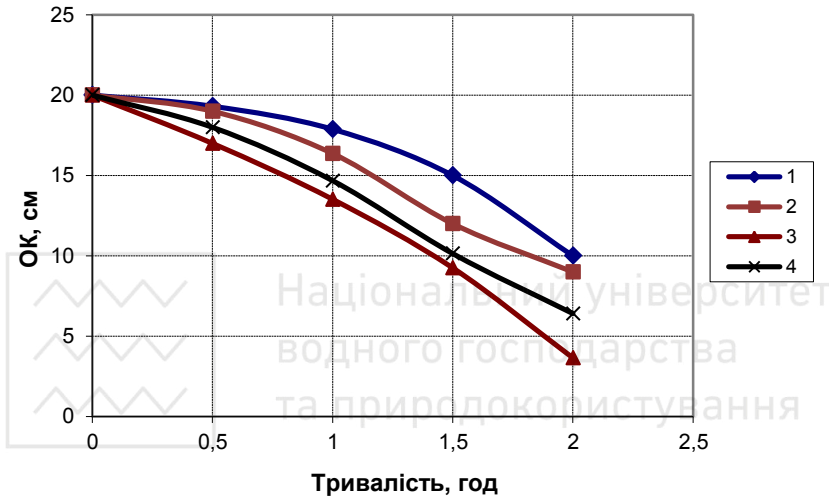


Рис. 2.34. Кінетика зміни рухомості бетонних сумішей за осадкою конуса (номера складів відповідають табл. 2.22)

Розглядаючи кінетику зміни рухомості у часі для дрібнозернистого бетону (рис. 2.35) можна відзначити наступні особливості. В цілому характер залежностей подібний до важкого бетону, в той же час в абсолютних значеннях втрата рухомості є більш суттєвою. Очевидно, це можна пояснити більшою зв'язаністю розчинової частини при наявності великої питомої поверхні дрібного заповнювача.

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.

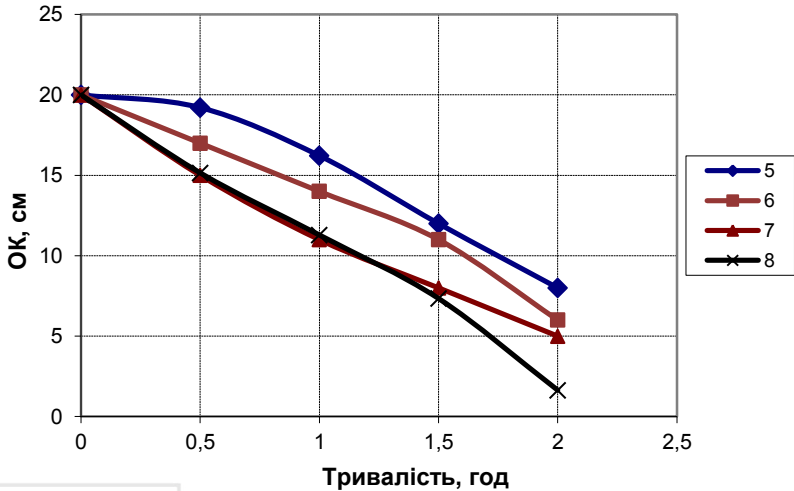


Рис. 2.35. Кінетика зміни рухомості дрібнозернистих бетонних сумішей за осадкою конуса (номера складів відповідають табл. 2.22)

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. 2.36 наведено порівняння кінетики зміни рухомості у часі фібродрібнозернистих бетонних сумішей (склади 7-8, табл. 2.22) 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 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.

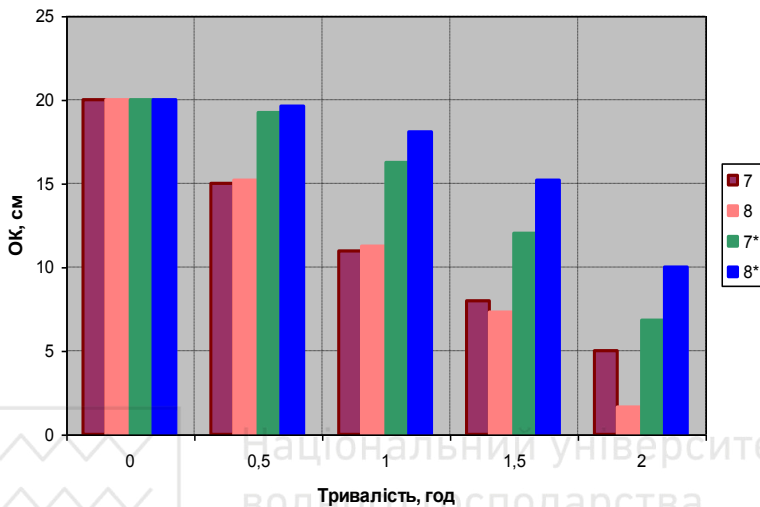


Рис. 2.36. Кінетика зміни рухомості дрібнозернистих бетонних сумішей при однократному та багаторазовому перемішуванні (номера складів відповідають табл. 2.17,

* – при застосованні долаткового перемішувannya)

Для підвищення життєздатності фібробетонних сумішей доцільним є введення суперпластифікаторів після попереднього (2-хвилинного) перемішування бетонної суміші. Такий спосіб дозволяє одержати деяку економію добавки у порівнянні із введенням її з водою затворення для одержання сумішей і бетонів з однаковими характеристиками.

Тривалість дії пластифікуючої добавки підвищується також при її порційному введенні в бетонну суміш. Ефективність порційного введення для одержання високорухомих сумішей можливо пояснити з позиції необхідності підтримки в рідкій фазі цементу, що гідратується деякої надлишкової кількості пластифікатора. Однак багаторазове введення добавки для відновлення рухливості може привести до погіршення порової структури і, як наслідок, зниження технологічних властивостей бетону.



Технологічні заходи, пов'язані з укладанням, ущільненням і обробкою армованих волокнами бетонних матеріалів, практично не відрізняються від традиційних. При виготовленні дисперсно-армованих бетонів підвищену увагу необхідно приділяти тривалості віброування. Час віброобробки спричиняє істотний вплив на рівномірність розподілу фібри по об'єму бетону. Перевищення часу вібрації бетонної суміші понад встановлений (в залежності від його складу) може привести до розшарування армованої суміші. В даному випадку, внаслідок різниці в об'ємних масах бетону і сталі, під дією сил гравітації фібра в процесі вібрації суміші прагне опуститися вниз (до піддону). Іноді ця властивість використовується для забезпечення зонного армування, коли за розрахунком в будь-якій частині (зоні) виробу потрібно більш високий рівень армування. Регулювання часу вібрації для забезпечення рівномірного або зонного армування здійснюється на стадії виготовлення виробів [122].

Для уникнення процесів розшарування сталевібробетонної суміші були виконані експериментальні дослідження пов'язані із встановленням впливу вмісту сталевібро фібри та тривалості віброущільнення на розшарування бетонної суміші різної рухомості. Всі дослідження виконувалися на дрібнозернистому бетоні однакового складу, необхідна рухомість бетонної суміші забезпечувалась підбором вмісту суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux. Вміст сталевібро фібри складав 60, 80 та 100 кг/м³ бетонної суміші.

Рівномірність розподілення фібри по об'єму бетонної суміші оцінювалася за коефіцієнтом розшарування, який визначався за методикою наведеною в СТО НОНСТРОЙ 2.27.125-2013 [123]. Дана методика полягає в наступному: в циліндричну форму висотою 200 мм та діаметром 100 мм вкладають фібробетонну суміш та піддають її віброущільненню. Після цього отриманий циліндр розрізають на дві рівні частини – верхню та нижню. З кожної із частин, за допомогою промивання, відділяють фібру та зважують її, а коефіцієнт розшарування визначають за формулою:

$$K_p = m_{\text{верх.f}} / m_{\text{нижн.f}} \quad (2.5)$$



Результати експериментальних досліджень коефіцієнту розшарування дрібнозернистого сталевібробетону наведені в табл. 2.23-2.25 та на рис. 2.37-2.39.

Таблиця 2.23

Вплив тривалості віброущільнення та рухомості бетонної суміші на коефіцієнт розшарування дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом фібри 60 кг/м³

№	Рухомість суміші (OK), см	Коефіцієнт розшарування при тривалості віброущільнення, с			
		15	30	45	60
1	5-9	0,96	0,91	0,85	0,76
2	10-15	0,88	0,82	0,75	0,64
3	16-21	0,83	0,71	0,58	0,47

Таблиця 2.24

Вплив тривалості віброущільнення та рухомості бетонної суміші на коефіцієнт розшарування дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом фібри 80 кг/м³

№	Рухомість суміші (OK), см	Коефіцієнт розшарування при тривалості віброущільнення, с			
		15	30	45	60
1	5-9	0,94	0,9	0,83	0,74
2	10-15	0,86	0,79	0,72	0,63
3	16-21	0,81	0,7	0,57	0,46

Таблиця 2.25

Вплив тривалості віброущільнення та рухомості бетонної суміші на коефіцієнт розшарування дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом фібри 100 кг/м³

№	Рухомість суміші (OK), см	Коефіцієнт розшарування при тривалості віброущільнення, с			
		15	30	45	60
1	5-9	0,91	0,86	0,8	0,71
2	10-15	0,84	0,76	0,7	0,6
3	16-21	0,79	0,65	0,55	0,44

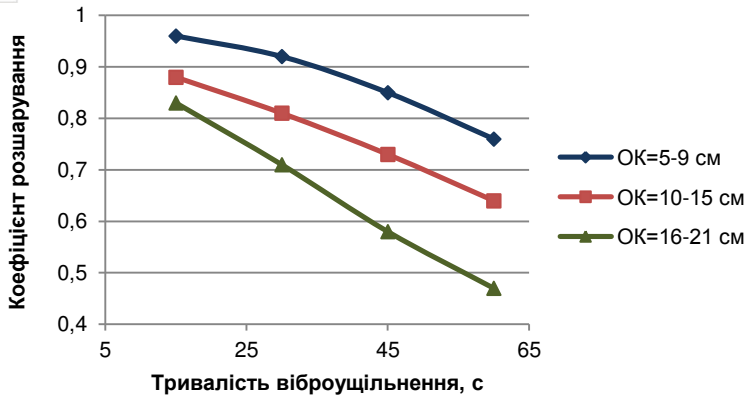


Рис. 2.37. Залежність коефіцієнту розшарування від тривалості віброущільнення дрібнозернистого сталевібробетону при різних рухомості бетонної суміші (OK)

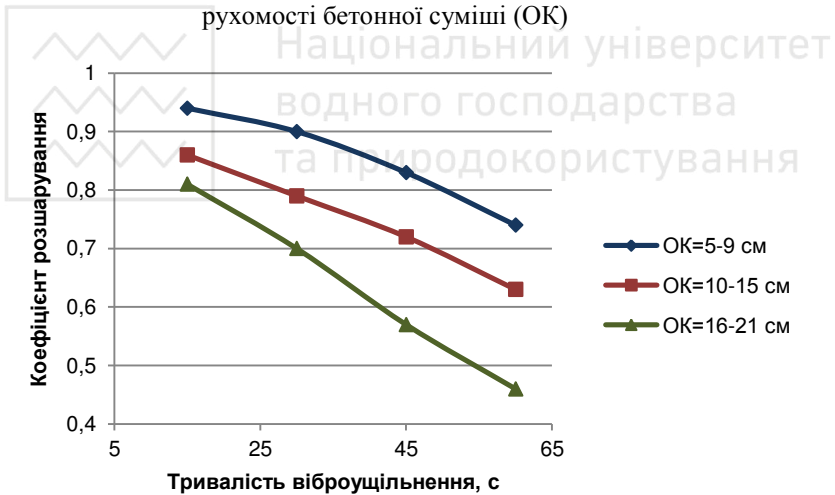


Рис. 2.38. Залежність коефіцієнту розшарування від тривалості віброущільнення дрібнозернистого сталевібробетону при різних рухомості бетонної суміші (OK)

Отримані експериментальні результати свідчать про те, що найбільш суттєвими факторами, які впливають на коефіцієнт розшарування сталевібробетонної суміші є її рухомість, а також тривалість віброущільнення. Встановлено, що при збільшенні



рухомості бетонної суміші необхідно суттєво обмежувати тривалість віброуцільнення.

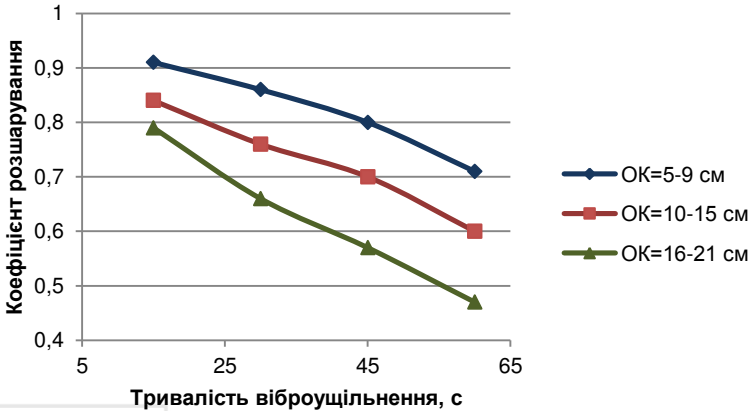


Рис. 2.39. Залежність коефіцієнту розшарування від тривалості віброуцільнення дрібнозернистого сталевібробетону при різних рухомості бетонної суміші (OK)

Для забезпечення необхідного коефіцієнту розшарування, який у відповідності з [123] повинен складати не більше 0,8 для сумішей із маркою за легкоукладальністю P3 і менше та 0,75 для марок за легкоукладальністю P4 і P5, оптимальна тривалість віброуцільнення складає не більше 45 секунд для сумішей, що характеризуються рухомістю 5-9 см, 15-30 секунд для сумішей з рухомістю 10-15 см та не більше 15 с для сумішей з рухомістю 16-21 см. Також встановлено, що збільшення вмісту фібри у дослідженому діапазоні суттєво не впливає на коефіцієнт розшарування дрібнозернистого сталевібробетону. При сталій рухомості бетонної суміші та тривалості віброуцільнення, збільшення вмісту сталевібробетону в діапазоні від 60 до 100 кг/м³ бетонної суміші призводить до зменшення коефіцієнту розшарування в середньому на 3-5%.

Таким чином, виконані експериментальні дослідження дозволили встановити оптимальні тривалості віброуцільнення дрібнозернистого сталевібробетону, які будуть забезпечувати рівномірне розподілення сталевібробетону по об'єму бетону.



2.4. Особливості структури, деформативність та морозостійкість фібробетонів

2.4.1. Пористість та водопоглинання

Низький водовміст досліджуваних фібробетонних сумішей, інтенсивна гідратація та тверднення обумовлюють відповідні особливості порової структури бетонів.

При вивченні якісних особливостей порової структури бетонів розповсюджений метод, оснований на аналізі кінетики водонасичення [2]. Цей метод оснований на емпірично встановленому взаємозв'язку параметрів експоненціальної функції, що характеризує водопоглинання бетонів в часі з інтегральними та диференціальними параметрами пористості бетону.

До цього часу встановлено [2], що криві, які характеризують зміну водопоглинання важкого бетону по мірі збільшення тривалості тверднення задовільно апроксимуються функціями, що мають наступний загальний вид:

$$W_{\tau} = W_{max} \left[1 - e^{-(\lambda \tau)^{\alpha}} \right], \quad (2.6)$$

де W_{τ} – водопоглинання зразка за час τ ; W_{max} – максимальне водопоглинання; λ – коефіцієнт, що характеризує середній розмір капілярів; α – коефіцієнт однорідності розмірів капілярів.

Для розрахунку коефіцієнтів λ та α залежно від значень W_{τ} , W_{max} та τ в ДСТУ Б В.2.7-170:2008 запропоновані відповідні номограми.

Визначення показників пористості бетону проводили на зразках-кубах з ребром 10 см у відповідності з ДСТУ Б В.2.7-170:2008. Повний об'єм бетону знаходили за формулою:

$$P_n = \left(\frac{\rho_{\delta} - \rho_0}{\rho_{\delta}} \right), \quad (2.7)$$

де ρ_{δ} – густина подрібненого в порошок бетону, кг/м^3 ;
 ρ_0 – середня густина сухого бетону, кг/м^3 .

Об'єм відкритих капілярних пор знаходили по формулі:



$$P_0 = W_0, \quad (2.8)$$

де W_0 – об'ємне водопоглинання зразків, %.

Кінетику водопоглинання визначали шляхом дискретного зважування попередньо висушених зразків в процесі їхнього водопоглинання до постійної маси.

Величину об'ємного водопоглинання розраховували за формулою:

$$W_0 = W_m \rho_0 = \frac{m_{24} - m_0}{m_{24} - m_{24}^6}, \quad (2.9)$$

де W_m – водопоглинання по масі, m_0 та m_{24} – маса зразка до занурення у воду та через 24 год після занурення, визначена на повітрі, m_{24}^6 – маса зразка через 24 год після занурення у воду, ρ_0 – середня густина зразка бетону.

Результати дослідів в розрахунків приведені в табл. 2.36, і на рис. 2.50.

Аналіз даних, приведених в табл. 2.36 і на рис. 2.50 показує, що як варто було очікувати, зменшення водовмісту та водоцементного відношення бетонних сумішей призвело до суттєвого зменшення водопоглинання як характеристики відкритої капілярної пористості.

Теоретично цей висновок слідує з аналізу формули капілярної пористості бетону:

$$P_{kap}^{\bar{b}} = \frac{B - 0,5\alpha C}{1000}, \quad (2.10)$$

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

Спостерігається також чітка кореляція вказаних вище характеристик та параметрів порової структури λ та α . Зменшення показника середнього розміру пор супроводжується зростанням впорядкованості структури, про що свідчить збільшення показника однорідності α .

Кінетику росту водопоглинання для всіх видів бетону можна описати логарифмічними залежностями. Дрібнозернистий фібробетон володіє дещо меншими показниками середнього розміру пор λ при практично однакових значеннях показників однорідності (табл. 2.36).



Таблиця 2.36

Параметри порової структури бетонів

№ Складів	Водоцементне відношення	Водовміст, кг/м ³	Загальна пористість, % (I_{10})	Відкрита капілярна пористість, % (W_0)	Показник середнього розміру пор λ	Показник однорідності пор α	Фібра, 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 $t=20^{\circ}\text{C}$.

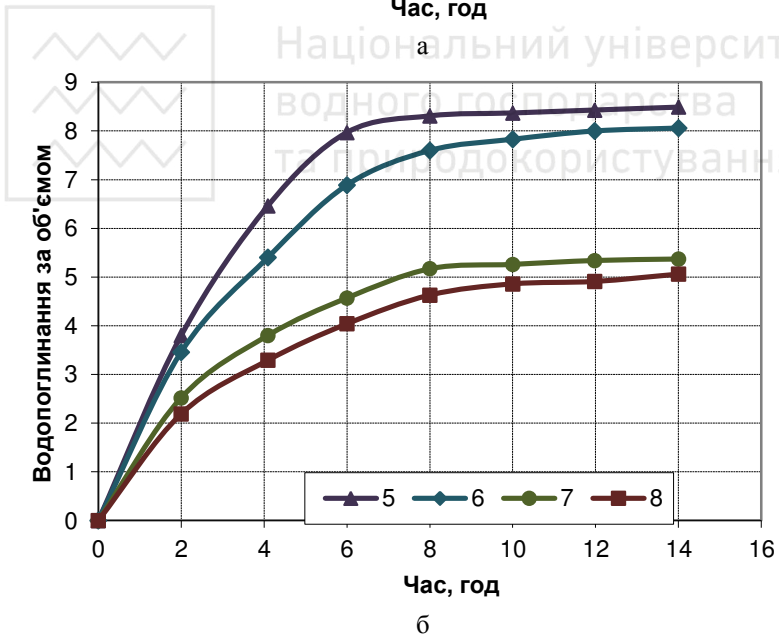
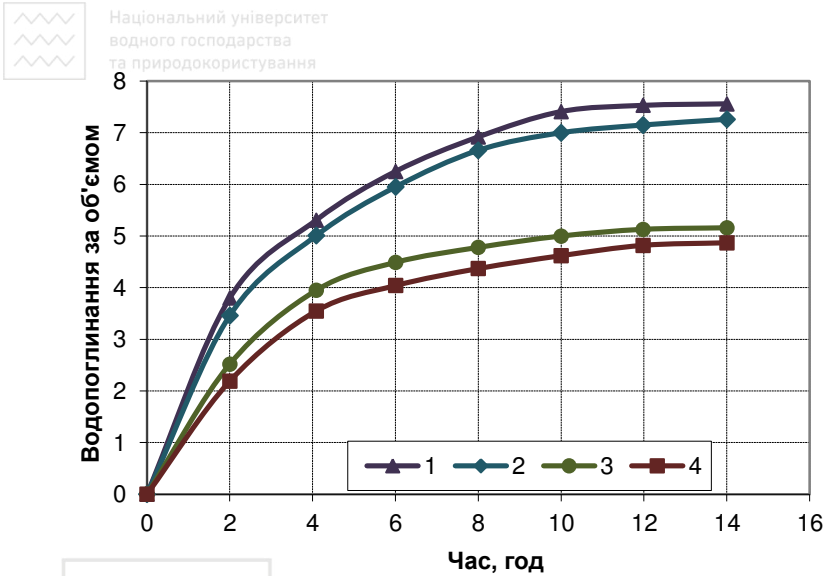


Рис. 2.50. Кінетика зміни водопоглинання важких (а) та дрібнозернистих (б) бетонів (номера кривих відповідають складам, приведеним в табл. 2.36



Важливим наслідком введення суперпластифікатору в фібробетонні суміші є покращення структури поборового 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 [124]. На зменшення радіуса пор і однорідність їхнього розподілення позитивно впливає також висока питома поверхня в'язучого. На думку В.Г. Батракова, зменшення розміру пор бетонів із суперпластифікаторами та однорідності їхнього розподілення сприяє адсорбції на активних центрах твердої фази.

2.4.2. Співвідношення міцнісних параметрів важкого та дрібнозернистого бетонів

Особливості порової структури, склад та структура цементного каменю, його об'ємна концентрація повинні відображатися на деформативних властивостях бетонів [9]. Г.К. Пауерсом було показано [125], що модуль пружності цементного каменю E_k пов'язаний з об'ємом пор виразом:

$$E_k = (1 - V_n)^3 E_{k.o}, \quad (2.11)$$

де $E_{k.o}$ – модуль пружності гелево-кристалічної фази цементного каменю.

При розгляді бетону як двофазової системи зі сферичними частинками, рівномірно розподіленими в цементному каменю модуль пружності розраховується [124] за допомогою теоретичного виразу:

$$E_b = [V_k + (2 - V_k)E_3 / E_k] / 2 - V_k + V_k E_3 / E_k. \quad (2.12)$$

Аналіз даного виразу показує, що модуль пружності бетону повинен зростати зі збільшенням модуля пружності цементного каменю та зменшенням його вмісту в бетоні.

Наявні літературні дані про вплив добавок ПАР на модуль пружності бетону суперечливі. Більшість досліджень вважає, що введення ПАР знижує модуль пружності в результаті адсорбційного модифікування структури цементного каменю і виникнення в гідратних оболонках зерен цементу структурних елементів, що викликають збільшення поверхні ковзання



частинок. При введенні пластифікуючи добавок необхідно враховувати поряд з модифікуванням структури ефекти зменшення пористості цементного каменю і зменшення пористості цементного каменю та зменшення його об'єму в бетоні.

Проаналізувавши експериментальні результати ряду досліджень В.Г. Батраков прийшов до висновку [26], що для литих бетонів введення добавки суперпластифікатора при незначному підвищенні міцності бетону призводить до маловідчутного зменшення модуля пружності. В той же час, при використанні суперпластифікатора для зменшення B/C та збільшення міцності, модуль пружності бетону може суттєво збільшуватися.

Характер та кількісний вплив добавок ПАР суттєво залежить від виду та мінералогічного складу в'язучих, властивостей добавок.

Для прогнозування модуля пружності бетонів запропонований [124] ряд емпіричних формул, що пов'язують його з міцністю при стиску. При проектуванні конструкцій для прогнозування модуля пружності бетону при напруженні його у віці τ широко застосовують залежності типу:

$$E_{\sigma} = \frac{E_m f_{c,cube}}{\rho + f_{\sigma}}, \quad (2.13)$$

де $f_{c,cube}$ – кубикова міцність бетону на стиск у віці τ , діб; E_m і ρ – емпіричні контакти. В будівельних нормах рекомендується значення $E_m=52000$ та $\rho=23$.

Європейським комітетом по бетону і нормами ряду країн рекомендуються для прогнозування модуля пружності залежності типу:

$$E_{\sigma} = C(f_{c,cube})^V, \quad (2.14)$$

де C і V – деякі емпіричні контакти.

Різновидом залежностей виду (2.20) є формула Уокера:

$$E_{\sigma} = A\sqrt{f_{cm}}, \quad (2.15)$$



де A – коефіцієнт, що приймається в середньому 19000 (при $OK=20\dots26$ см $A=17500$; $OK=2\dots4$ см $A=19500$; $OK=8\dots10$ см $A=18700$).

Найбільша збіжність розрахункових та експериментальних даних модуля пружності досліджуваних бетонів по даним [124] має місце при використанні формули (2.13). Розходження між значеннями E_{σ} , вирахованими по формулам (2.13) та (2.15) зростають по мірі підвищення міцності бетону.

Інформація про результати визначення модуля пружності в фібробетонах розглядається в публікаціях [106; 126-139].

Значення модуля пружності сталеві фібробетона, наведені в розглянутих публікаціях, перебували в діапазоні від 44300 МПа [127] до 110000 МПа [139]. Цей діапазон можна розділити на дві групи:

- 44300...57000 МПа [106; 127; 129; 131; 137] для бетонів класу по міцності до С60;
- 57000...110000 МПа [126; 138; 139] для бетонів класу по міцності від С80 до С350. Модуль пружності росте [133-136]:
- при рості класу бетону (з С50 до 80 МПа – від 360 до 600 МПа, з С80 до С145 МПа – від 600 до 11000 МПа);
- при зміні відсотка фібрового армування від 0,5 до 1,5% - на 0,4...0,6% [135].

Розрахункові значення модулів пружності сталеві фібробетонів $E_{fb,c}$ можна визначати, виходячи з передумови, що вони пропорційні вмісту в них за об'ємом матриці й сталевій фібрі з відповідними їм модулями пружності (E_b і E_s) [136]:

$$E_{fb} = E_b(1 - \mu_{fv}10^{-3}) + E_s\mu_{fv}10^{-3}. \quad (2.16)$$

Модуль пружності бетонів тісно пов'язаний з його деформативністю та відповідно з тріщиностійкістю. Для характеристики деформативності бетонів запропоновані різні критерії [124]. Одним з найбільш простих є відношення границі міцності при розтягу або згині до величини статистичного або динамічного модуля пружності (E_{dyn}). Експериментально



показано [9], що відношення міцності бетону на розтяг при розколюванні ($f_{c,m}$) до $E_{дин}$, так звана “умовна розтяжність”, близько до величини граничної деформації при розтягу, пряме визначення якої достатньо трудомістке. Співвідношення між значеннями E_b та $E_{дин}$ для бетонів знаходиться в інтервалі 0,87-0,95. Менші значення $E_b/E_{дин}$ характерні для бетонів з границею міцності при стиску менше 25 МПа.

Враховуючи високий рівень кореляції модуля пружності бетону з міцністю при стиску, очевидно, поряд з критерієм $f_{b,p}/E_b$ для оцінки деформативності та тріщиностійкості бетону може бути використано і безпосередньо відношення міцності бетону на розтяг до міцності на стиск ($f_{c,tf}/f_{cm}$). Величину $f_{c,tf}/f_{cm}$ визначали для бетонів, склади яких приведені в табл. 2.37 у віці 1, 7 та 28 діб.

Таблиця 2.37

Співвідношення $f_{c,tf}/f_{cm}$ для важких та дрібнозернистих бетонів та фібробетонів з оптимальною витратою фібри

Номер складу бетону	Міцнісні показники бетону, МПа, та їх співвідношення у віці								
	1 доба			7 діб			28 діб		
	$f_{c,tf}$	f_{cm}	$f_{c,tf}/f_{cm}$	$f_{c,tf}$	f_{cm}	$f_{c,tf}/f_{cm}$	$f_{c,tf}$	f_{cm}	$f_{c,tf}/f_{cm}$
Важкий бетон									
1	1,5	2,0	3,5	18,6	28,7	53,2	0,079	0,071	0,066
2	2,6	4,7	7,9	22,8	32,8	55,6	0,114	0,142	0,142
3	3,6	8,9	10,8	38,4	65,1	83,5	0,093	0,136	0,129
4	4,2	10,8	12,1	45,9	81,7	102,1	0,092	0,132	0,119
Дрібнозернистий бетон									
5	2,1	3,2	4,6	16,1	31,7	45,9	0,129	0,100	0,100
6	5,7	7,8	11,6	21,8	31,5	48,5	0,260	0,247	0,239
7	7,9	12,2	14,3	32,0	57,0	69,5	0,246	0,213	0,206
8	8,6	12,6	16,2	41,8	70,8	85,3	0,205	0,178	0,190

Примітка: Склади № 1,5 – без добавок пластифікаторів та без фібри; склади № 2,3,4 – витрата фібри 60 кг/м³; № 6,7,8 – витрата фібри 100 кг/м³.



Це відношення, як відомо [58], збільшується по мірі підвищення однорідності структури бетону і зменшення кількості різних дефектів, що сприяють концентрації напружень. Суттєво зростає це співвідношення для фібробетонів із дисперсним армуванням. Всі фактори, що сприяють зчепленню цементного каменю із заповнювачами та фіброю, найбільш сильно впливають на міцність фібробетону при розтягу.

Графічні залежності співвідношень міцності на розтяг при згині до міцності на стиск наведені на рис. 2.51.

Аналізуючи результати дослідів, приведені в табл. 2.37 та на рис. 2.51, можна відмітити, що поряд із загальною тенденцією зменшення $f_{c,tf}/f_{cm}$ з віком для дрібнозернистих фібробетонів з добавками суперпластифікаторів ця тенденція виражена набагато яскравіше. Це пояснюється більш інтенсивним ростом міцності при стиску у часі у порівнянні з міцністю на розтяг при згині. Так, якщо для дрібнозернистого фібробетону без використання пластифікаторів з 28-добовою міцністю на стиск 48,5 МПа у віці 1 доба $f_{c,tf}/f_{cm}$ складає 0,26; у віці 7 діб – 0,247; у віці 28 діб – 0,239, то для фібробетону з використанням С-3 – відповідно 0,246; 0,213; 0,206. Для дрібнозернистого фібробетону з використанням Melflux ці відношення рівні відповідно 0,205; 0,178; 0,190.

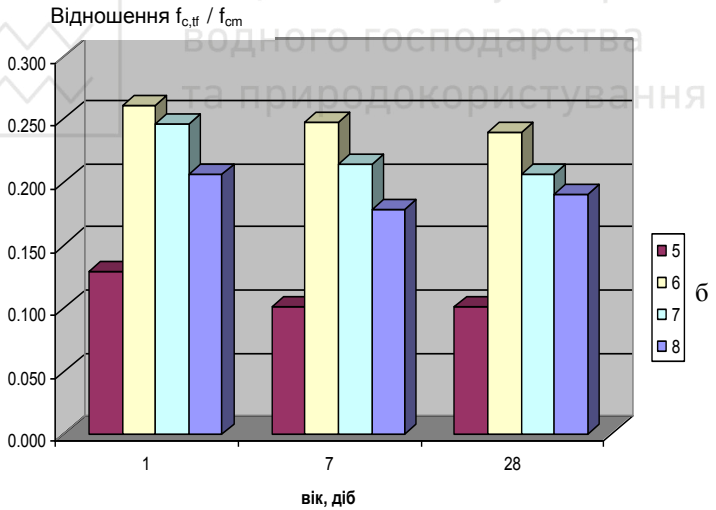
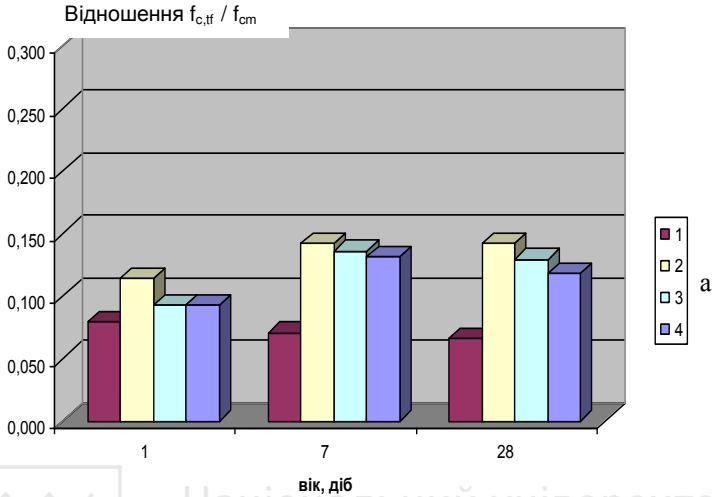


Рис. 2.51. Співвідношення міцності на розтяг при згині до міцності при стиску важких (а) та дрібнозернистих (б) фібробетонів (номера стовпців відповідають складам, приведеним в табл. 2.36)



2.4.3. Усадочні деформації

Тріщиностійкість бетонів і фібробетонів в значній мірі визначається також усадочними деформаціями. А.Е. Десов запропонував як один з критеріїв тріщиностійкості цементного каменю так званий модуль T :

$$T = f_p / \varepsilon_{yc}, \quad (2.17)$$

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

Модуль T при співставних витратах цементного тіста та незмінних заповнювачах може слугувати, очевидно, і для порівняльної характеристики тріщиностійкості бетонів.

На усадці бетонів позначаються багаточисленні фактори, вирішальним з яких є витрата води. При незмінній витраті води в суміші величина ε_{yc} мало залежить від витрати цементу та Ц/В [9]. В той же час відома позитивна роль дисперсного армування структури бетону в плані зменшення усадочних деформацій.

Усадочні деформації бетонів і фібробетонів, склади яких приведені в табл. 2.38 визначали за допомогою штативного прибору, оснащеного індикатором часового типу з ціною поділки 0,001 мм. Зразки зберігали при температурі $20 \pm 2^\circ \text{C}$ і відносній вологості $75 \pm 5\%$. Криві усадочних деформацій приведені на рис. 2.52. Їхній аналіз показує, що для всіх досліджуваних складів усадочні деформації стабілізуються до віку 60 діб.

Граничні усадочні деформації бетонів, що досягаються до 60-добового віку в залежності від складу коливається в інтервалі від 5,2 до $7,8 (\times 10^{-4})$. Найбільш низькі значення осадки характерні для важкого фібробетону з крупністю заповнювача до 20 мм, з мінімальним вмістом води (135 л/м^3), і суперпластифікатора. При постійному водовмісті усадочні деформації дещо збільшуються із збільшенням суперпластифікатора. До 7 добового віку усадка сягає до 30-40% граничних значень, 28 діб – 50%, 90 діб – 85-95%.



Таблиця 2.38

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_p , МПа	f_p/ε_{yc}	ε_{yc}	f_p , МПа	f_p/ε_{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

Усадка, $\times 10^{-4}$

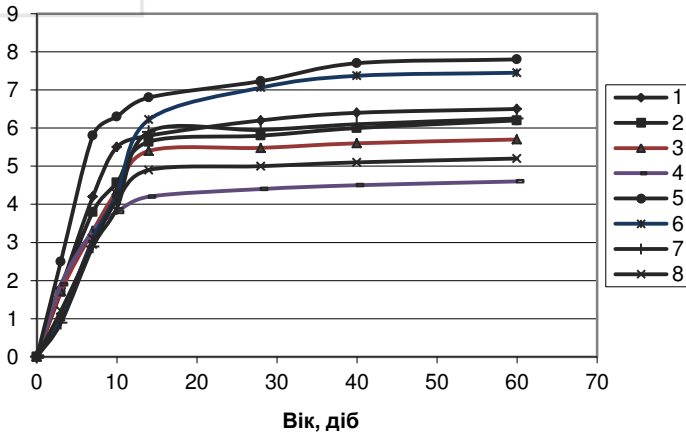


Рис. 2.52. Криві усадочних деформацій
Номера кривих відповідають складам, наведеним в табл. 2.36



В цілому усадочні деформації для дрібнозернистих бетонів є вищими на 10-15% за усадку важких бетонів, що пояснюється підвищеним водовмістом перших. Введення фібри в оптимальній кількості, встановленій з позицій міцнісних характеристик, позитивно позначається на зменшенні усадки, хоча цей вплив і не є значним (криві 1-2 та 5-6).

Для встановлення впливу на величину усадочних деформацій вмісту фібри Ф1 проведені дослідження на дрібнозернистому фібробетоні із варіюванням вмісту фібри від 0 до 6% (рис. 2.53). Також наведені результати для порівняння впливу іншого виду фібри, а саме Ф2 на усадку дрібнозернистого фібробетону (рис. 2.54).

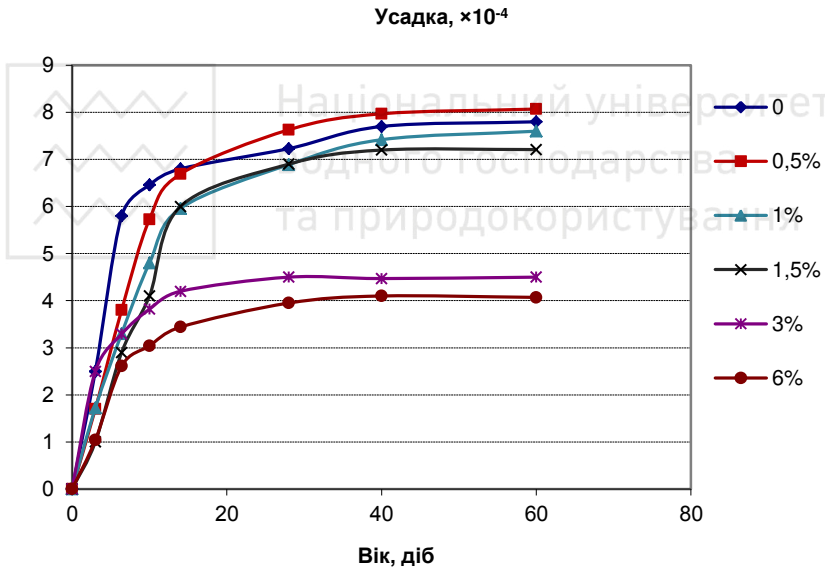


Рис. 2.53. Криві усадочних деформацій дрібнозернистого фібробетону із вмістом фібри від 0 до 6%

Залежно від типу фібри й відсотку армування деформації усадки сталевих фібробетонів можуть бути як рівні, так і більше або менше деформацій бетонної матриці (рис. 2.53, 2.54). Цей результат можна пояснити впливом на усадку сталевих фібробетонів



двох різних процесів. Один з них створює умови для збільшення усадки сталевібробетону в порівнянні з усадкою матриці, а інший навпаки перешкоджає розвитку усадочних деформацій. При цьому ступінь впливу цих процесів залежить від типу фібри та її вмісту.

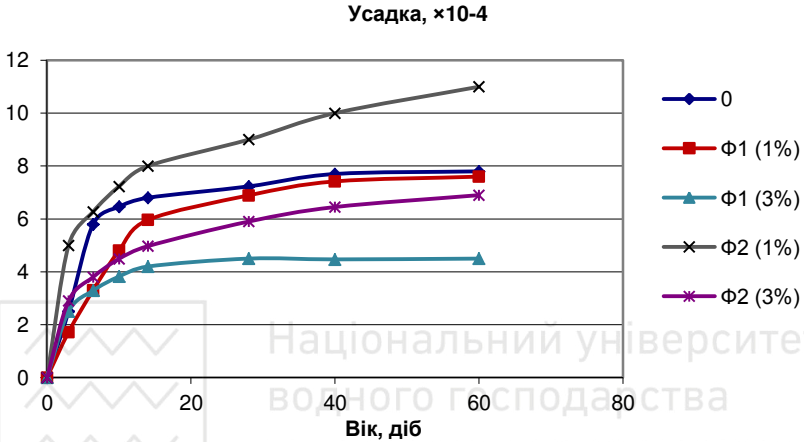


Рис. 2.54. Криві усадочних деформацій дрібнозернистого фібробетону із вмістом фібри з використанням фібри типу Ф1 та Ф2

Анкерна фібра типу Ф2 під час перемішуванні й укладання сталевібробетонної суміші розуцільнює її, створюючи в ній заповнені пароповітряною сумішшю пори, подальше випарування яких приводить до збільшення усадки.

Хвиляста фібра типу Ф1, що має хороше зчеплення по всій своїй довжині із затверділою матрицею зменшує усадочні деформації матриці. Зменшення усадочних деформацій має місце також при більших відсотках армування.

В табл. 2.38 приведені для досліджуваних складів бетонів та фібробетонів значення усадочних деформацій і модуля тріщиностійкості у віці 28 та 60 діб, з яких слідує, що всі склади з мінімальною величиною $\varepsilon_{ус}$, мають максимальне значення модуля Т (рис. 2.55).

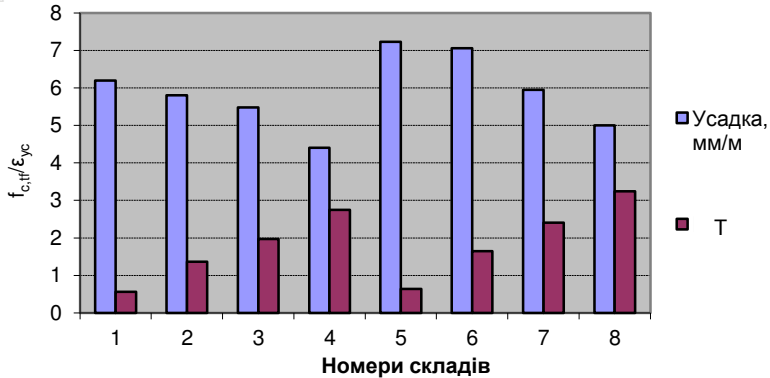


Рис. 2.55. Значення модуля $T=f_{c,tf}/\epsilon_{yc}$ у віці 29 діб для досліджуваних складів бетонів (номера складів відповідно до табл. 2.36)

2.4.4. Морозостійкість

У відповідності із сучасними уявленнями бетонознавства [9] 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 [100]. Фіброві волокна, підвищуючи міцність на розтяг бетону, дозволяють краще протидіяти напруженням, що виникають в процесі замерзання води в капілярах.

Відомо, [26], що застосування композиційних мінеральних в'язучих, дозволяє в бетонних сумішах з полікарбоксилатним суперпластифікатором довести капілярну пористість до 5%, що відповідно з відомими рекомендаціями повинно забезпечувати достатньо високу морозостійкість. Разом з цим, дані про вплив добавок суперпластифікаторів на морозостійкість бетонів суперечливі. В роботі [26] повідомлялось про високу морозостійкість бетонів з добавкою



суперпластифікатора С-3 при понижених B/U в результаті ущільнення структури цементного каменю і бетону та зменшення капілярної пористості пропорційно зниженню кількості води замішування. Однак, на думку більшості спеціалістів в бетонах із суперпластифікаторами погіршується порова структура, збільшуються розміри капілярів і відстані між закритими порами. По даним японських спеціалістів задовільна морозостійкість високоміцних бетонів з $B/U=0,3$ забезпечується при повітровтягуванні не менше 5%. Вказані міркування послуговували основою для рекомендацій [26] вводити в бетони високої морозостійкості поряд із суперпластифікатором повітровтягуючі добавки.

В дрібнозернистих бетонах на дію суперпластифікаторів на структуру порового простору певний вплив має підвищена дисперсність системи. Остання, збільшуючи поверхню розділу “мінеральна частина-вода”, повинна сприяти поряд із збільшенням адсорбційної активності добавок ПАР також покращенню структури порового простору. Наші досліді (табл. 2.36) показали, що для досліджуваних дрібнозернистих сталефібробетонів характерним є поряд із зменшенням капілярної пористості зменшення їхніх розмірів і підвищення однорідності розподілу пор. За даними В.Г. Батракова [26] в бетонах на в'язучому марки 500 при $B/B_{жс}=0,31$ і міцності на стиск в 28 діб 59,8 МПа після 500 циклів коефіцієнт морозостійкості склав 1,08. В той же час бетони на вихідному бездобавочному портландцементі і цементі з добавкою С-3 при $B/B_{жс}=0,40$ і міцності 36 МПа витримали лише 300 циклів заморожування та відтавання при коефіцієнті морозостійкості відповідно 0,88 та 0,89.

Для сталефібробетонів характерними є достатньо високі значення морозостійкості, на що впливають як характеристик порової структури бетону, так і характер і ступінь дисперсного армування. Значення марки за морозостійкості для таких бетонів зазвичай коливаються від F100 до F600, а для високоміцних бетонів можуть досягати F1000 і більше [140].

Для бетонних сумішей досліджуваних складів визначали компресійним способом повітровтягнення. Знаючи об'єм



відкритих капілярних пор, що чисельно дорівнює об'ємному водопоглинанню ($V_{\text{кап.пор}}=W_o$) і об'єму замерзаючої води ($V_{3.в.}$), а також об'єм втягнутого повітря ($V_{в.п.}$), розраховували ступінь насичення (CH) – перший структурний критерій морозостійкості, запропонований Т. Уайтсайдом і Х.Свитом [5]:

$$CH = \frac{V_{3.в.}}{V_{3.в.} + V_{в.п.}}. \quad (2.18)$$

Було встановлено, що при $CH < 0,88$ бетон є морозостійким, а при $CH > 0,91$ швидко руйнується. Морозостійкість (F) зв'язана з величиною CH зворотною залежністю:

$$F \sim \frac{1}{CH} = 1 + \frac{V_{в.п.}}{V_{3.в.}}. \quad (2.19)$$

З розрахункових значень CH (табл. 2.39) слідує, що для бетонів на композиційних в'язучих з добавкою суперпластифікатора можна прогнозувати достатньо високу морозостійкість.

Вказаний прогноз був підтверджений прямими експериментальними дослідженнями. Визначення морозостійкості проводили на зразках розміром $10 \times 10 \times 10$ см за третім методом згідно ДСТУ Б В.2.7-49-96 з водонасиченням в 5% розчині хлориду натрію із заморожуванням до температури $(-50 \pm 2)^\circ \text{C}$ і відтаванням при температурі $(20 \pm 2)^\circ \text{C}$.

Морозостійкість оцінювали по зміні кубикової міцності зразків після 4, 8, 15, 19, і 27 циклів поперемінного заморожування й відтавання, число яких відповідало марці по морозостійкості F150, F300, F500, F600, F800.

Оцінку морозостійкості по втраті маси не проводили, оскільки попередньо проведені експерименти показали, що зразки зі сталевібробетонів та матриці практично не пошкоджуються і тому втрати настільки незначні, що їх важко виявити, враховуючи протилежний ефект, викликаний насиченням зразків солями.



Таблиця 2.39

Повітрявтягування бетонних сумішей

№	<i>V</i> / <i>Ц</i>	Фібра, кг/м ³	Вид та вміст пластифікат.ора, %	Об'єм втягнутого повітря, (<i>V</i> _{в.п.}), %	Критерій $CH = \frac{V_{кан.пор}}{V_{кан.пор} + V_{в.п.}}$
Важкий фібробетон					
1	0,46	–	–	1,4	0,84
2	0,48	60	–	2,7	0,73
3	0,36	60	С-3 (1%)	2,2	0,70
4	0,27	60	Melflux (0,5%)	3,1	0,61
Дрібнозернистий фібробетон					
5	0,53	–	–	1,3	0,87
6	0,50	100	-	2,4	0,77
7	0,38	100	С-3 (1%)	2,1	0,72
8	0,32	100	Melflux (0,5%)	2,9	0,65

Також 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. 2.40 представлені число циклів, що відповідає марці за морозостійкістю та значення коефіцієнта морозостійкості. На рис. 2.56, 2.57 показана зміна кубикової міцності під час випробувань зразків.

Як видно зданих табл. отримані значення морозостійкості достатньо добре корелюють із розрахунковими значеннями критерію СН. В той же час, накладається фактор



наявності фібри, що добре прослідковується в збільшених значеннях морозостійкості в т. 2 і 6 у порівнянні із т. 1 і 5 відповідно.

Таблиця 2.40

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

Необхідно відзначити коливання зміни міцності зразків під час випробувань (тобто коефіцієнта морозостійкості) як в меншу, так і в більшу сторону (рис. 2.56, 2.57). Ріст міцності бетону в окремих випадках можна пояснити заповнення пор бетону кристалами солей із розчину, якими насичувалися зразки під час проведення випробувань.

Таким чином, проведені експериментальні дослідження впливу факторів складу на морозостійкість сталеві фібробетонів, показали досягнення марок за морозостійкістю F800 і, потенційно, ще більше для складів № 4 та 8.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

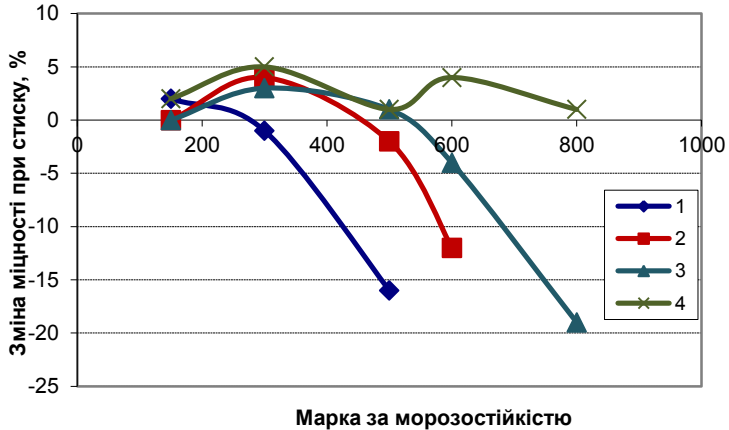


Рис. 2.56. Залежність зміни міцності зразків звичайного бетону та фібробетону від кількості циклів заморожування відтавання (номера складів відповідно до табл. 2.36)

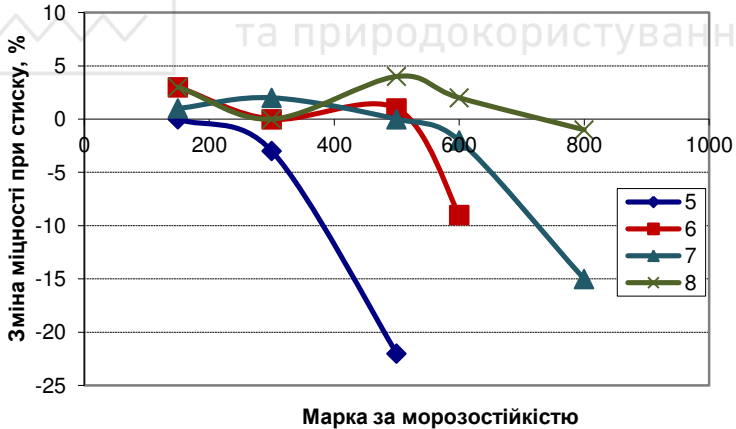


Рис. 2.57. Залежність зміни міцності зразків дрібнозернистого бетону та фібробетону від кількості циклів заморожування відтавання (номера складів відповідно до табл. 2.36)



2.4.5. Залишкова міцність на розтяг при згині

Поряд із міцністю при стиску та на розтяг при згині, одним з основних нормованих показників міцності фібробетонів є залишкова міцність на розтяг при згині. У відповідності з цим показником встановлюється клас фібробетону по залишковій міцності на розтяг при згині V_F .

Введення класу V_F дозволяє коректно враховувати характер роботи матеріалу після утворення тріщин, що не враховувалося попередніми нормативними документами [123].

Процедура визначення класу V_F для конкретного складу фібробетону зводиться до проведення серії випробувань зразків-балок $150 \times 150 \times 600$ на розтяг при згині за чотирьохточковою схемою завантаження (аналогічно ДСТУ Б В.2.7-214) (рис. 2.58).

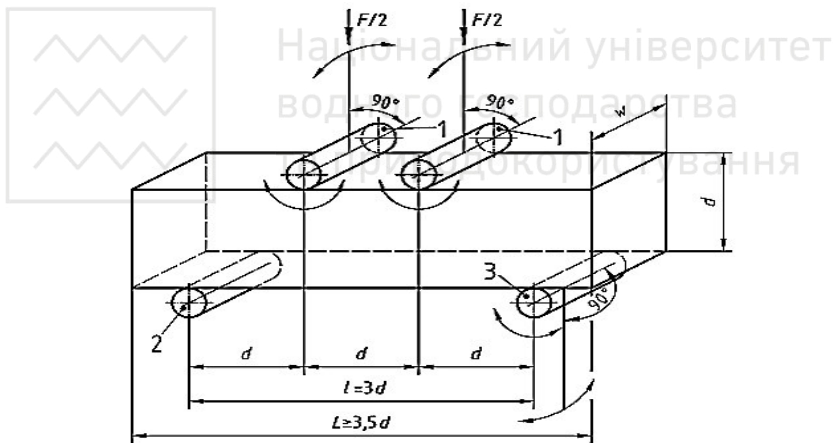


Рис. 2.58. Схема випробування зразка-балки:

- 1 – навантажувальний ролик; 2 – опорний ролик;
- 3 – опорний ролик (з вільним поворотом і нахилом)

Особливістю випробувань є необхідність побудови графіка “навантаження – деформація” або “навантаження – розкриття тріщини” з безперервним режимом запису в процесі



випробувань для можливості якісної й кількісної оцінки роботи матеріалу після утворення тріщин.

У процесі випробувань визначаються: максимальне значення навантаження, що передує розкриттю першої тріщини (межа пропорційності) F_L ; значення навантаження для області малих деформацій $F_{0,5}$; значення навантаження для граничних деформацій $F_{2,5}$.

При класифікації фібробетонів по залишковій міцності на розтяг при згині основними міцнісними характеристиками є значення залишкової міцності ФБ на розтяг при згині для області малих деформацій $f_{F0,5}$, і граничних деформацій $f_{F2,5}$ (із гарантованою забезпеченістю 0,95).

Область малих деформацій відповідає ширині розкриття устя тріщини 0,5 мм при випробуванні зразків-балок з надрізом або прогину 0,75 мм (1/600 довжини прольоту випробовуваного зразка) при випробуванні зразків-балок без надрізу. Область граничних деформацій відповідає ширині розкриття устя тріщини 2,5 мм при випробуванні зразків-балок з надрізом або прогину 3,0 мм (1/150 довжини прольоту випробовуваного зразка) при випробуванні зразків-балок без надрізу.

Клас F_F позначається числом і рядковою латинською буквою. Число характеризує міцність $f_{F0,5}$ з округленням у меншу сторону із кратністю 0,5 МПа, латинська буква задає співвідношення характеристик $f_{F2,5}/f_{F0,5}$:

“а” — при $0,5 \leq f_{F2,5}/f_{F0,5} < 0,7$ “b” — при $0,7 \leq f_{F2,5}/f_{F0,5} < 0,9$ “с” – при $0,9 \leq f_{F2,5}/f_{F0,5} < 1,1$ “d” – при $1,1 \leq f_{F2,5}/f_{F0,5} < 1,3$ “е” – при $1,3 \leq f_{F2,5}/f_{F0,5}$.

Визначення класу фібробетону по залишковій міцності на розтяг при згині покажемо на прикладі дрібнозернистого фібробетону (склад № 8, табл. 2.36). Було використано 3 зразки-балки з дрібнозернистого фібробетону, що виготовлялись та тверділи у нормальних умовах протягом 28 діб. Графіки “Навантаження-Деформація” для трьох зразків наведені на рис. 2.59.

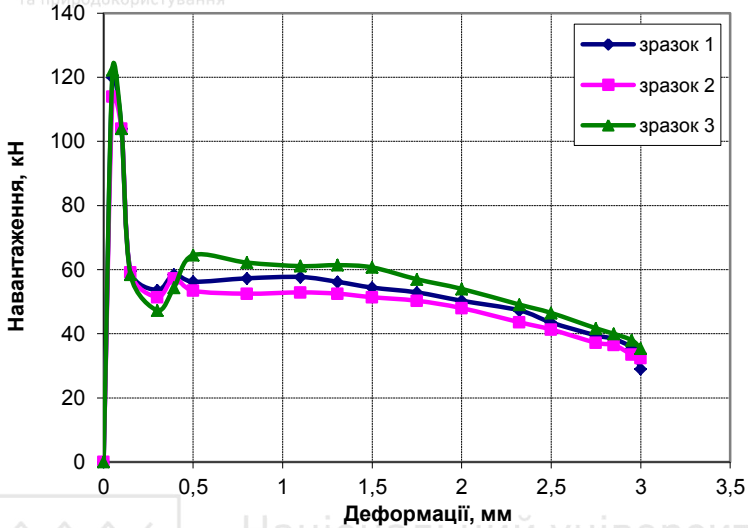


Рис. 2.59. Графіки “навантаження-деформація” для досліджуваних зразків дрібнозернистого фібробетону

Значення навантажень $F_{0,5}$ та $F_{2,5}$ для різних стадій роботи матеріалу й відповідні їм значення залишкових міцностей фібробетону на розтяг при згині $f_{F_{0,5}}$ та $f_{F_{2,5}}$ наведені в табл. 2.41.

Таблиця 2.41

Результати визначення залишкової міцності міцність на розтяг при згині

№ зразка	F_L , Н	$F_{0,5}$, Н	$F_{2,5}$, Н	$f_{F_{0,5}}$, МПа	$f_{F_{2,5}}$, МПа
1	120000	56250	43500	7,50	5,80
2	114000	53438	41325	7,13	5,51
3	122250	64500	46500	8,60	6,20

Значення $f_{F_{0,5}}$, $f_{F_{2,5}}$ у цьому випадку (чотириохточкова схема завантаження зразків-балок без надрізу) визначені за формулою:



$$R_{F_i} = \frac{F_i \cdot l_i}{b_i \cdot h_i^2}, \quad (2.20)$$

де l_i – проліт i -го зразка-балки (450 мм); b_i і h_i – ширина (150 мм) і висота (150 мм) поперечного переріза i -го зразка-балки відповідно.

Після статистичної обробки значень $f_{F0,5}$, $f_{F2,5}$ можливо встановити клас фібробетону по залишковій міцності на розтяг при згині B_F .

Середні значення міцності:

$$f_{F0,5,m} = 7,74 \text{ МПа}; f_{F2,5,m} = 5,84 \text{ МПа.}$$

Значення середніх квадратичних відхилень:

$$S_{F0,5,m} = 0,7666; S_{F2,5,m} = 0,3465.$$

Коефіцієнти варіації:

$$V_{F0,5,m} = 0,0990; V_{F2,5,m} = 0,0593.$$

Значення міцності з гарантованою забезпеченістю 0,95:

$$f_{F0,5} = 6,30 \text{ МПа}; f_{F2,5} = 5,18 \text{ МПа.}$$

Співвідношення $f_{F2,5}/f_{F0,5}$ в даному випадку рівне: $5,18/6,30 = 0,82$.

Таким чином, даний дрібнозернистий фібробетон відповідає класу фібробетону за залишковою міцністю на розтяг при згині **B_F6b**.



2.5. Проектування складів високоміцних сталефібробетонів

Проектування складу – один з найважливіших етапів технології бетону. Від того, наскільки правильно визначений склад бетону, залежать його властивості, довговічність і економічність.

У зв'язку із цим серйозна увагу приділяється розробці нових і вдосконаленню існуючих способів визначення складу бетону. Цьому питанню присвячені роботи багатьох дослідників. Вони охоплюють майже всі існуючі модифікації бетонів (важкі, легкі, спеціального призначення тощо). Причому спосіб визначення складу конкретного виду бетону розробляється з урахуванням його специфічних особливостей. Що ж стосується сталефібробетону, те для нього в літературі практично відсутні обгрунтовані правила, що дозволяють при визначенні співвідношення його компонентів враховувати специфічні особливості останніх і їх взаємодію при формуванні макроструктури, забезпечуючи при цьому одержання однорідних сталефібробетонних сумішей, високої якості, заданої рухомості, міцності і довговічності.

Формування макроструктури сталефібробетонної композиції, її щільність, визначається як компонентами бетонної матриці, так і фібровою арматурою, її геометричними параметрами, орієнтуванням, ступенем насичення. Тому призначення складу, власне, самого бетону без врахування параметрів армування, як це прийняте в більшості робіт [61; 141-147], є однією з немаловажних причин погіршення якості суміші при введенні до її складу дисперсної арматури і зниження ефективності фібрового армування.

У технології бетонів відомі десятки способів розрахунків складу бетону. Останнім часом розробляються методи більш точної оцінки впливу якості матеріалів і умов виготовлення на властивості бетонів.

Незважаючи на істотні відмінності, принцип підбору складу бетону у всіх методиках один: врахування сумарної



поверхні заповнювачів і пустотності між їхніми зернами при визначенні витрати цементу або цементного тіста.

Для того щоб визначити раціональний состав сталевібробетону необхідно враховувати: кількісний вміст дисперсної арматури у бетоні, розробити методику визначення максимального вмісту фібри, вміст крупного і дрібного заповнювача в суміші.

Досить важливо для правильного розрахунків складу бетону знати залежності властивостей бетону від його вкладу і структури. Встановлення цієї залежності дозволяє більш правильно оцінити достовірність і межі застосування формул і графіків для визначення складу бетону, ввести до них необхідні поправки, точніше використовувати характеристики складових.

В сталевібробетоні на відміну від звичайного бетону, основним фактором, що відповідає за властивості одержуваного композита є вміст дисперсної арматури в об'ємі матеріалу. Відповідно до робіт [75; 78; 148; 149], найменше значення відсотка армування при ($d = \text{const}$) і найбільше значення діаметра при ($\mu = \text{const}$) рекомендується вибирати відповідно до мінімальної середньої відстані між центрами фібр, при якій останні ефективно вступають у роботу. Найменші значення довжини фібр визначається мінімальною необхідною довжиною анкеровки. Максимальні значення відсотка армування й довжини фібр і мінімальне значення діаметра, як впливає з літератури, визначаються заданими фізико-механічними показниками матеріалу, по обмежуються можливостями технології приготування сталевібробетону. Останнє визначається наступною обставиною: введення фібрової арматур у суміш знижує її легкоукладальність, тим суттєвіше, чим більший відсоток армування й довжина фібр і менший діаметр. При досягненні певного ступеня насичення настає такий момент, коли фібри починають комкуватися, утворюючи так звані "їжаки". За літературним даними, максимальний ступінь насичення не перевищує 2...3% за об'ємом, залежно від діаметра. Таким чином, збільшення об'ємного вмісту дисперсної арматури стримується умовами існуючої технології.



В даній роботі на основі експериментально-статистичних моделей запропоновано методики проектування складів сталевібробетонів, які дозволяють отримувати розрахункові значення витрат компонентів сумішей, необхідних для забезпечення нормованого комплексу їх будівельно-технічних властивостей.

На основі отриманої експериментально-статистичної моделі (табл. 2.11, 2.12) побудовано номограму міцності сталевібробетону (рис. 2.60). Дана номограма в сукупності з комплексом отриманих моделей (табл. 2.12) може бути використана для проектування складів фібробетонів з комплексом заданих властивостей.

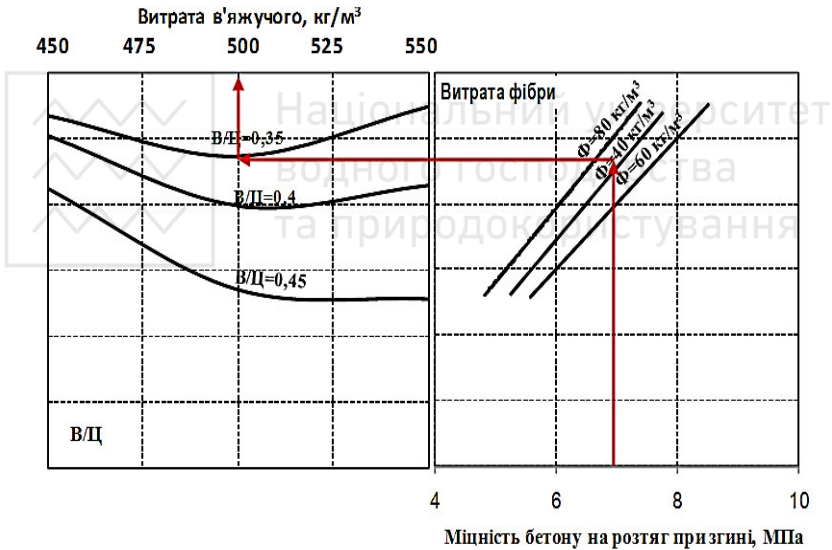


Рис. 2.60. Номограма міцності сталевібробетону на розтяг при згині у віці 28 діб

Залежно від конкретних умов визначальними параметрами складу сталевібробетону можуть бути або водоцементне відношення або витрати фібри. При проектуванні складів за табл. 2.42 визначаємо бажаний діапазон в якому може



знаходиться склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині.

Таблиця 2.42

Орієнтовні значення міцнісних характеристик сталевібробетону у віці 28 діб

Витрата фібри, кг/м ³	B/C	$f_{c,tf}$, МПа	f_{cm} , 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

Прийнявши певні витрати фібри або значення водоцементного відношення по номограмі наведеній на рис. 6 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 (2.21-2.23):

$$X_1 = \frac{(C - 500)}{50}; \quad (2.21)$$

$$X_2 = \frac{(B/C - 0,4)}{0,05}; \quad (2.22)$$

$$X_3 = \frac{(\Phi - 60)}{20}. \quad (2.23)$$

Підставивши отримані значення в рівняння (табл. 2.12), перевіряємо забезпеченість необхідної міцності бетону при стиску у віці 28 діб.

Розраховуємо при заданому водоцементному відношенні і витраті цементу витрати води за формулою:

$$B = C \cdot V/C. \quad (2.24)$$



Підставляємо переведені в кодований вигляд значення витрати цементу, фібри та водоцементного відношення в рівняння (табл. 2.12), 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 [124] визначаємо витрати заповнювачів за формулами (2.25, 2.26).

$$\text{Щ} = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{\text{щ}}^n}{\rho_{\text{нщ}}} + \frac{1}{\rho_{\text{щ}}}}; \quad (2.25)$$

$$\Pi = \left(1000 - \left(\frac{\text{Ц}}{\rho_{\text{ц}}} + B + \frac{\text{Щ}}{\rho_{\text{щ}}} \right) \right) \rho_n. \quad (2.26)$$

де α – коефіцієнт розсуву зерен, $V_{\text{щ}}^n$ – пустотність щебеню, $\rho_{\text{нщ}}$ – насипна густина щебеню, $\rho_{\text{щ}}$ – 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 $\rho_{\text{нщ}} = 1,65 \text{ г/см}^3$, істинна густина щебеню $\rho_{\text{щ}} = 2,85 \text{ г/см}^3$, істинна густина піску $\rho_n = 2,65 \text{ г/см}^3$ [124].

1. За табл. 2.42 визначаємо діапазон $B/\text{Ц}$ та витрати фібри, в якому може знаходитись склад вібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині. В даному випадку – це витрати сталевібробетону 40...60 кг/м^3 та водоцементне відношення 0,35...0,4.

2. За номограмою, наведеною на рис. 2.60, задавшись з позицій економії мінімальною витратою фібри 40 кг/м^3 ,



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 ($C=500$ кг/м³, $B/C=0,35$, $\Phi=40$ кг/м³) в кодований вигляд:

$$X_1 = \frac{(C - 500)}{50} = \frac{500 - 500}{50} = 0;$$

$$X_2 = \frac{(B/C - 0,4)}{0,05} = \frac{0,35 - 0,4}{0,05};$$

$$X_3 = \frac{(\Phi - 60)}{20} = \frac{40 - 60}{20} = -1.$$

4. Підставляємо отримані значення в рівняння з табл. 2.12 та перевіряємо чи забезпечується необхідна міцність бетону при стиску у віці 28 діб 75 МПа.

$$f_{cm} = 60,6 + 0,72 \cdot 0 - 16,5 \cdot (-1) + 4,8 \cdot (-1) + 11,748 \cdot (0)^2 + \\ + 2,2 \cdot (-1)^2 + 0,4 \cdot (-1)^2 - 6,70 \cdot 0 \cdot (-1) + 1,80 \cdot 0 \cdot (-1) + \\ + 2,70 \cdot (-1) \cdot (-1) = 77,6 \text{ МПа.}$$

Умова виконується $77,6 \geq 75$ 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. 2.12, і визначаємо витрату суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux, яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші 16-18 см.

$$SP = 0,21 \cdot 0 - 0,081 \cdot 0 - 0,315 \cdot (-1) + 0,099 \cdot (-1) + 0,27 \cdot 0^2 + \\ + 0,14 \cdot (-1)^2 + 0,04 \cdot (-1)^2 + 0,012 \cdot 0 \cdot (-1) - \\ - 0,012 \cdot 0 \cdot (-1) - 0,034 \cdot (-1) \cdot (-1) = 0,57\% \text{ від маси цементу.}$$

7. При знайдених значеннях витрати цементу та води, за відомими методиками [124] по формулах (2.25-2.26) визначаємо витрати заповнювачів.

$$Щ = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{щ}^n}{\rho_{щ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}} = \frac{1000}{1,5 \frac{0,42}{1,65} + \frac{1}{2,85}} = 1370 \text{ кг/м}^3;$$



$$P = \left(1000 - \left(\frac{500}{3,1} + 175 + \frac{1370}{2,85} \right) \right) 2,65 = 389 \text{ кг/м}^3.$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 500 кг/м^3 , вода – 175 л/м^3 , щебінь – 1370 кг/м^3 , пісок – 389 кг/м^3 . Витрата суперпластифікатора Melflux складає $0,57\%$ від маси цементу, витрата сталльної фібри 40 кг/м^3 .

Розрахований склад фібробетону необхідно перевірити експериментально.

Розрахунок складів дрібнозернистого сталевіфробетону. На основі отриманої експериментально-статистичної моделі (табл. 2.16, 2.17) побудовано номограму міцності сталевіфробетону (рис. 2.61). Дана номограма в сукупності з комплексом отриманих моделей (табл. 2.17), може бути використана для проектування складів фібробетонів з комплексом заданих властивостей.

Послідовність дій по визначенню складу дрібнозернистого сталевіфробетону аналогічні до попереднього пункту (розрахунок звичайного важкого сталевіфробетону).

Приклад. Розрахувати склад дрібнозернистого сталевіфробетону з 28-добовою міцністю на стиск 60 МПа та міцністю на розтяг при згині 18 МПа ., істинна густина суміші заповнювача (пісок і щебінь гранітний фракції 2-5 мм) $\rho_s = 2,7 \text{ г/см}^3$ [124].

1. За табл. 2.43 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 сталльної фібри $100 \dots 120 \text{ кг/м}^3$ та водоцементне відношення $0,3 \dots 0,35$.

2. За номограмою, наведеною на рис. 2.61, задавшись з позицій економії мінімальною витратою фібри 100 кг/м^3 , 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 ($C=520 \text{ кг/м}^3$, $B/C=0,3$, $\Phi=100 \text{ кг/м}^3$) в кодовий вигляд:



$$X_1 = \frac{(Ц - 500)}{50} = \frac{(520 - 500)}{50} = 0,4;$$

$$X_2 = \frac{(B/Ц - 0,35)}{0,05} = \frac{(0,3 - 0,35)}{0,05} = -1;$$

$$X_3 = \frac{(\Phi - 100)}{20} = \frac{(100 - 100)}{20} = 0.$$

Таблиця 2.43

Орієнтовні значення міцнісних характеристик
дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 діб

Витрата фібри, кг/м ³	B/Ц	$f_{c,tf}^{28}$, МПа	f_{cm}^{28} , МПа
80...100	0,3...0,35	10,67...19,64	77,5...92,2
	0,35...0,4	8,97...17,17	63,5...78,9
100...120	0,3...0,35	15,67...19,64	78,3...91,7
	0,35...0,4	14,0...17,17	60,6...78,3

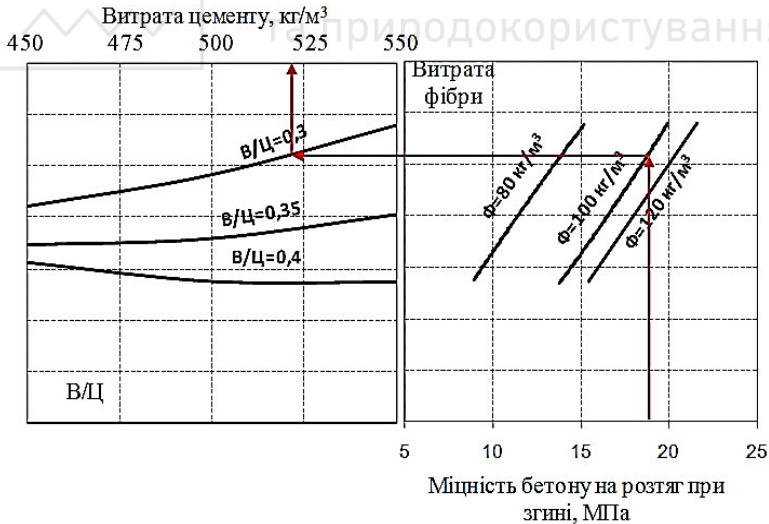


Рис. 2.61. Номограма міцності дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині у віці 28 діб



4. Підставляємо отримані значення в рівняння з табл. 2.17 та перевіряємо чи забезпечується необхідна міцність бетону при стиску у віці 28 діб 75 МПа.

$$f_{cm} = 78,9 + 4,8 \cdot 0,4 - 13,7 \cdot (-1) + 0,4 \cdot 0 - 1,6 \cdot (0,4)^2 - 0,4 \cdot (-1)^2 - 0^2 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot (-1) - 0,1 \cdot (-1) \cdot 0 = 94,1 \text{ МПа.}$$

Умова виконується $94,1 \geq 60$ МПа.

5. Розрахуємо, при заданому водоцементному відношенні і витраті цементу, витрати води за формулою:

$$B = \frac{C}{C'} \cdot B' = 520 \cdot 0,3 = 156 \text{ л/м}^3.$$

6. Підставляємо переведені в кодований вигляд значення витрати цементу ($X_1=0,4$), фібри ($X_3=0$) та водоцементного відношення ($X_2=-1$) в рівняння з табл. 2.17, і визначаємо витрату суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux, яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші 16-18 см.

$$СП = 0,23 - 0,09 \cdot 0,4 -$$

$$- 0,35 \cdot (-1) + 0,11 \cdot 0 + 0,31 \cdot (0,4)^2 + 0,16 \cdot (-1)^2 -$$

$$- 0,05 \cdot 0^2 + 0,013 \cdot 0,4 \cdot (-1) - 0,013 \cdot 0,4 \cdot 0 -$$

$$- 0,038 \cdot (-1) \cdot 0 = 0,75\% \text{ від маси цементу.}$$

7. При знайдених значеннях витрати цементу та води, за відомими методиками [124] по формулах (2.25, 2.26) визначаємо витрати — заповнювачів враховуючи, що оптимальне співвідношення піску та щебеню фракції 2-5 мм по масі складає 45% та 55% відповідно.

$$V_3 = 1000 - V_{ц,м} = 1000 - \left(\frac{C}{\rho_ц} + B \right) = 1000 - \left(\frac{520}{3,1} + 156 \right) = 676,3 \text{ л;}$$

$$m_3 = V_3 \cdot \rho_3 = 676,3 \cdot 2,7 = 1826 \text{ кг/м}^3;$$

$$m_n = m_3 \cdot 0,45 = 1826 \cdot 0,45 = 822 \text{ кг/м}^3;$$

$$m_{п} = m_3 \cdot 0,55 = 1826 \cdot 0,55 = 1004 \text{ кг/м}^3.$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент — 520 кг/м^3 , вода — 156 л/м^3 , щебінь фракції 2-5 мм — 1004 кг/м^3 , пісок — 822 кг/м^3 . Витрата суперпластифікатора Melflux складає 0,75% від маси цементу, витрата сталльної фібри 100 кг/м^3 . Розрахований склад фібробетону необхідно перевірити експериментально.



2.6. 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 безліч 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.

Вченими Л.Г. Курбатовим і В.П. Романовим встановлено, що орієнтація фібри стисненням опалубки можлива при формуванні виробів з товщиною меншої довжини фібри. Розрахунками встановлено, що при співвідношенні довжини фібри до товщини конструкції більше 2 досягається орієнтація фібри практично в одному напрямку.

Грунтовні дослідження, з вивчення властивостей сталевібробетону роликового пресування, проведені О.М. Обуховим [150]. Він пропонує використовувати даний вид бетону для виготовлення тонкостінних виробів. Зокрема, була виготовлена та випробувана партія декоративних плиток для підлоги товщиною 15 см в результаті чого було встановлено, що вони характеризуються в 2 рази нижчою стиранистю в порівнянні із звичайним бетоном. В.Н. Беленьким [151] розроблена роторно-ударна технологія формування, при якій із бункера подається суміш під спеціальний ротор, який розриває її в тонкі плити. Л.Г. Курбатовим в роботі [152] пропонується спосіб формування і ущільнення вібробетону за допомогою спеціальних ковзанок. Однак, ці способи не підходять для виготовлення виробів з товщиною, яка перевершує довжину



фібр, і, крім того, з їх допомогою неможливо отримувати одноосову орієнтацію фібри.

Ф.Н. Рабиновичем [122] відзначається, що при вібрації сталевібробетонної суміші фібра повинна займати горизонтальне положення. Однак, проведені Г.В. Копанським дослідження [153] показали, що при тривалій інтенсивній вібрації відбувається розшарування сталевібробетонної суміші, внаслідок чого фібра опускаються в нижню частину виробу. Таким чином, даним способом орієнтації потрібно користуватися з великою обережністю. О.В. Коротішевській [154] рекомендує при виготовленні тонкостінних конструкцій (менш 2 см) використовувати набризг фібробетонної суміші, який дозволяє здійснювати спрямований розподіл волокон, а при товщині 3-5 см – застосовувати звичайні методи формування. Е.А. Шабловський і С.В. Снятков [155] запатентували спосіб набризгу фібри з високою швидкістю під кутом до бетонної суміші. Однак, такі способи пов'язані із застосуванням унікального дорогого устаткування і вимагають модернізації всього технологічного процесу.

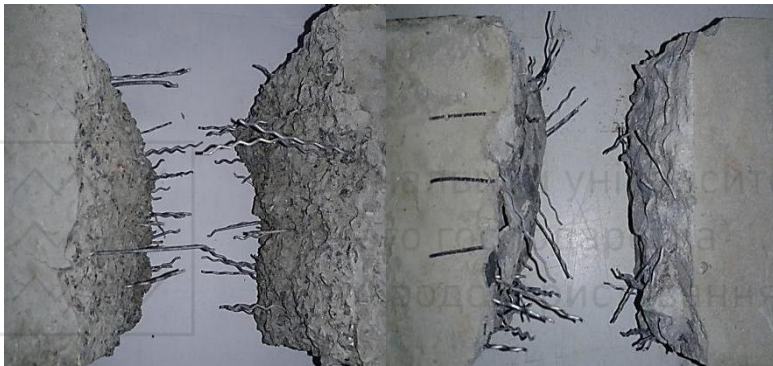
Пропонуються і зовсім екзотичні способи виготовлення орієнтованого – сталевібробетону. Так, роботи [156; 157] присвячені екструзуванню суміші, а в патенті для забезпечення певної орієнтації фібри пропонується пропускати через суміш спеціальну сітку.

Поряд з перерахованими вище способами існує метод орієнтації сталевих фібр із застосуванням магнітного поля, заснований на властивості фібри повертатися уздовж його силових ліній. У роботах Л.Г. Курбатова і Ф.Н. Рабиновича [122; 152] згадана можливість такої орієнтації як перспективний спосіб, що вимагає вивчення. Вперше ідея орієнтації сталевих фібр магнітним полем з'явилася на початку 70-х років. У роботі С.Ю. Шакірова, Д.В. Шаріпова [158] виготовлено сталевібробетонні плитки з орієнтованою постійним магнітним полем фіброю. Як фібра використовувалися короткі (1-2 см) відрізки сталеві стружки товщиною в 1-2 мм при цьому було отримано зразки з міцністю на розтяг при згині до 24 МПа.



В.В. Беспаловим [159] запропонований спосіб формування сталевібробетонних виробів, при якому фібра орієнтуються уздовж силових ліній поля. Для зменшення величини індукції поля, необхідної для орієнтації фібр, фівробетону суміш одночасно вібрують на віброплощині.

Дослідженнями [160-162] встановлено позитивний вплив на фізико-механічні характеристики фівробетону орієнтування сталевібробетону перпендикулярно робочому навантаженню, яке досягається віброуцільненням високорухомих бетонних сумішей та підсилюється при дії магнітного поля (рис. 2.62).



а

б

Рис. 2.62. Вигляд перерізу зруйнованого зразка із орієнтованою (а) та не орієнтованою (б) фіброю

Момент сили, що необхідний для орієнтування фібри в суміші розраховують за формулою:

$$M = \tau_0 \times d \times l^2 / 6, \quad (2.27)$$

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):



$$W = \frac{\rho(BJd^2)\mu\omega}{2\pi(\ln)^2}. \quad (2.28)$$

Граничне напруження зсуву (τ_0) і в'язкість суміші (η) знижуються при збільшенні її рухомості (OK) [160].

Метою роботи на наступному етапі досліджень було встановлення можливості 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. 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. 2.44-2.48 та на рис. 2.63-2.67.

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 у відповідності з [160] 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



фібри 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 2.44

Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом фібри 20 кг/м³

№	В/Ц	Рухомість суміші (OK), 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 магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем
1	0,30	7	3,82	4,19	5,92	6,51	7,27	7,87
2	0,30	14	4,39	4,80	6,80	7,48	8,34	9,03
3	0,30	21	5,35	5,86	8,29	9,12	10,18	11,02

Таблиця 2.45

Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом фібри 40 кг/м³

№	В/Ц	Рухомість суміші (OK), 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 магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем
1	0,30	7	4,02	4,42	6,01	6,54	8,41	8,75
2	0,30	14	4,44	4,88	6,63	7,22	9,29	9,66
3	0,30	21	5,55	6,1	8,29	9,03	11,61	12,07



Таблиця 2.46

Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики
дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом
фібри 60 кг/м³

№	В/Ц	Рухомість суміші (OK), см	Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба $f_{c,tf}^1$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 7 днів $f_{c,tf}^7$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 28 днів $f_{c,tf}^{28}$, МПа	
			Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем
1	0,30	7	4,17	4,54	6,94	7,61	8,76	9,37
2	0,30	14	4,56	4,97	7,60	8,33	9,58	10,25
3	0,30	21	5,79	6,31	9,65	10,58	12,17	13,02

Таблиця 2.47

Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики
дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом
фібри 80 кг/м³

№	В/Ц	Рухомість суміші (OK), см	Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба $f_{c,tf}^1$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 7 днів $f_{c,tf}^7$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 28 днів $f_{c,tf}^{28}$, МПа	
			Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем
1	0,30	7	4,23	4,49	7,26	7,77	9,03	9,75
2	0,30	14	4,62	4,90	7,93	8,48	9,86	10,65
3	0,30	21	6,01	6,37	10,31	11,03	12,82	13,84



Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики
дрібнозернистого сталевібробетону з вмістом
фібри 100 кг/м³

№	В/Ц	Рухомість суміші (OK), см	Міцність на розтяг при згині у віці 1 доба $f_{c,tf}^1$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 7 дів $f_{c,tf}^7$, МПа		Міцність на розтяг при згині у віці 28 дів $f_{c,tf}^{28}$, МПа	
			Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним полем	Без магнітного поля	З магнітним 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

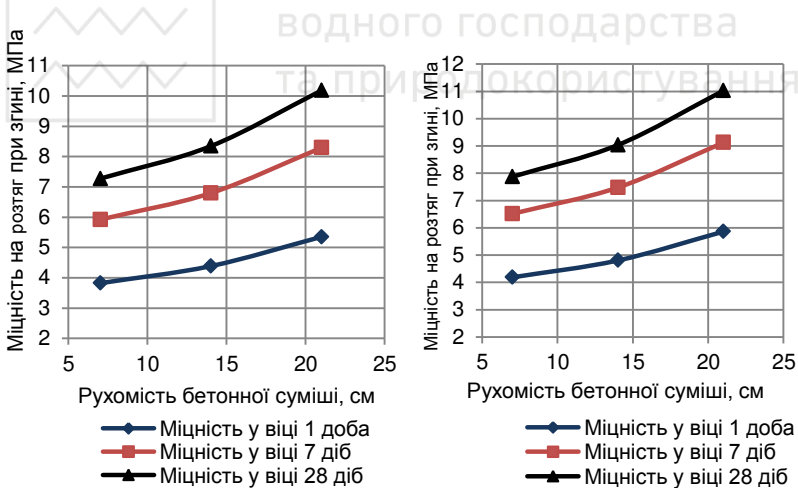


Рис. 2.63. Залежність міцності дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині від рухомості бетонної суміші (OK) з вмістом фібри 20 кг/м³: а) вібування без дії магнітного поля; б) вібування при дії магнітного поля

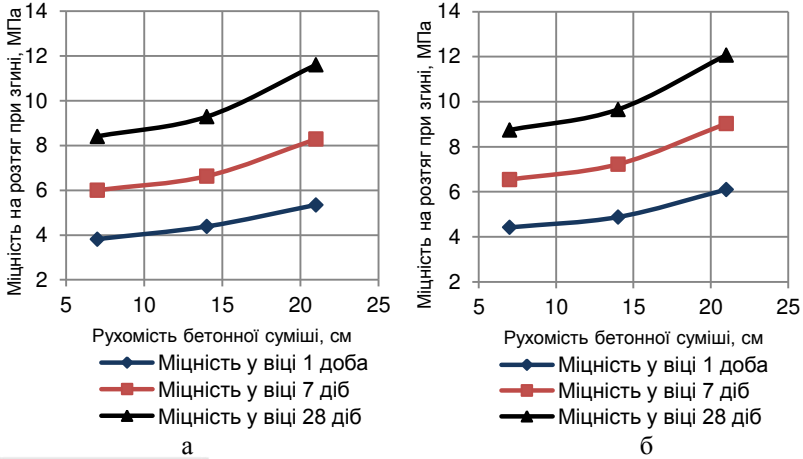


Рис. 2.64. Залежність міцності дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині від рухомості бетонної суміші (ОК) з вмістом фібри 40 кг/м³: а) вібрування без дії магнітного поля; б) вібрування при дії магнітного поля

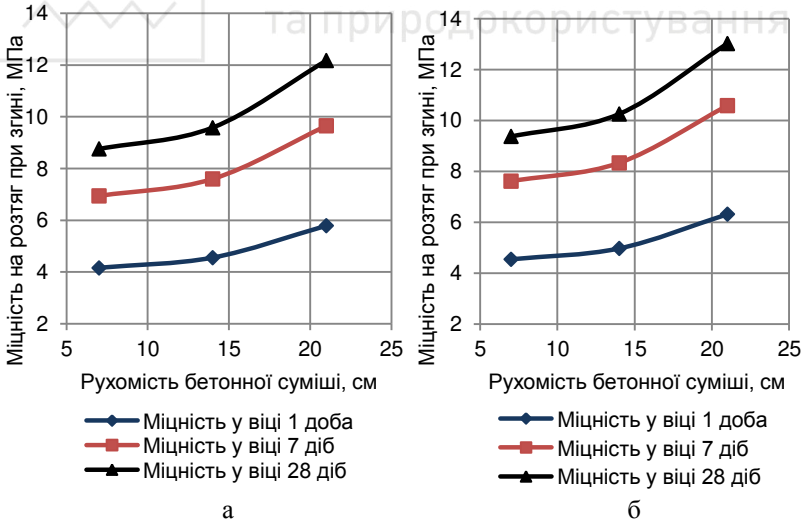


Рис. 2.65. Залежність міцності дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині від рухомості бетонної суміші (ОК) з вмістом фібри 60 кг/м³: а) вібрування без дії магнітного поля; б) вібрування при дії магнітного поля

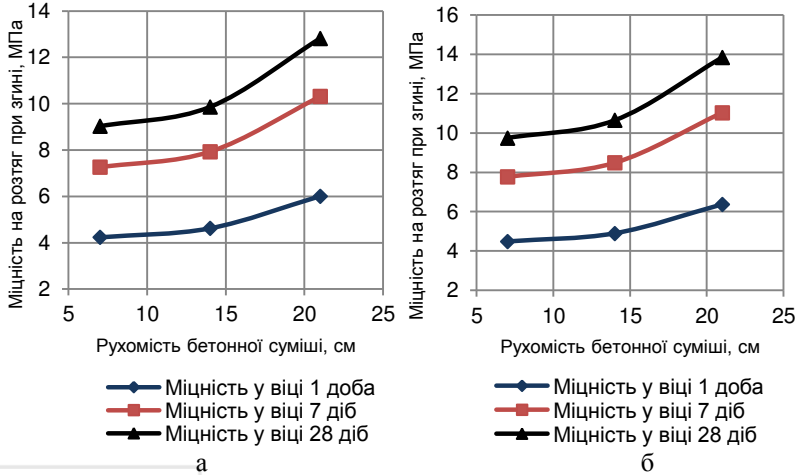


Рис. 2.66. Залежність міцності дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині від рухомості бетонної суміші (ОК) з вмістом фібри 80 кг/м³: а) вібрування без дії магнітного поля; б) вібрування при дії магнітного поля

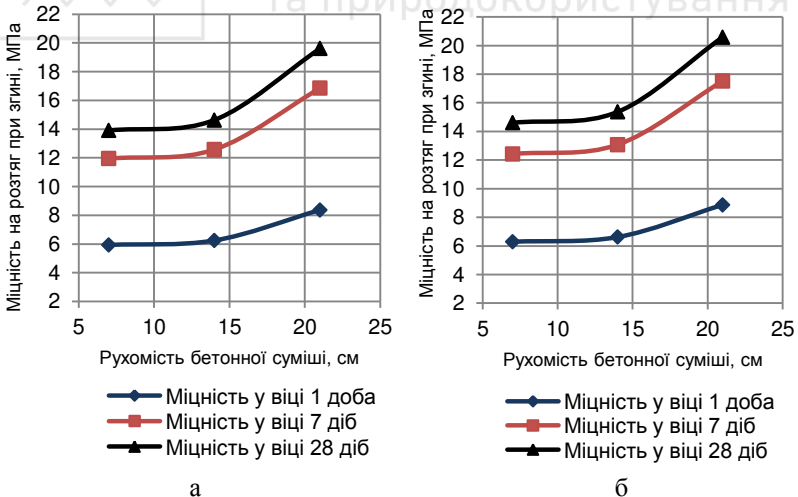


Рис. 2.67. Залежність міцності дрібнозернистого сталевібробетону на розтяг при згині від рухомості бетонної суміші (ОК) з вмістом фібри 100 кг/м³: а) вібрування без дії магнітного поля; б) вібрування при дії магнітного поля



2.7. Фібробетони на основі малоклінкерного шлакопортландцементу (МШПЦ)

2.7.1. Технологічні параметри і властивості фібробетонів

Основною тенденцією сучасного розвитку будівельної промисловості та будівництва є їх перехід на економічні енергоресурсозберігаючі технології виробництва будівельних матеріалів. Перспективним напрямком енергозбереження у виробництві бетонів і розчинів, а також виробів на їх основі є застосування в якості сировини відходів виробництва. Це особливо цікаво при виготовленні малоклінкерних в'язучих речовин та бетонів на їх основі. До найбільш енергоємних галузей відноситься виробництво портландцементу внаслідок високих затрат палива на отримання напівфабрикату – портландцементного клінкеру. Звідси очевидно, що шляхом зниження вмісту клінкеру в складі цементу за рахунок відповідного збільшення вмісту доменного гранульованого шлаку, можна домогтися істотного зниження енергоємності виробництва.

Зменшення витрати клінкеру досягається використанням композиційних цементів. З них найбільш широко використовують шлакопортландцемент (ШПЦ). Згідно ДСТУ БВ. 2. 7.-46:2010 і EN 197-1 [163] ШПЦ відносять до цементу III типу загальнобудівельного призначення. У будівництві найбільш поширений ШПЦ, що містить 40-50% цементного клінкеру. На нього припадає понад 20% усього світового виробництва цементу.

В ДСТУ Б В.2.7-46:96 [164] було передбачено виробництво двох груп шлакопортландцементу – А і Б з вмістом клінкеру 35-64% і 20-34% відповідно. В останній редакції стандарту України ДСТУ Б В.2.7-46:2010 так само як і в європейських нормах EN 197-1 передбачена можливість виробництва шлакопортландцементу “ШПЦ III/B” з вмістом портландцементного клінкеру в межах 5 – 19%.

Метою роботи на даному етапі досліджень було встановлення можливості зниження матеріальних та



обробки та статистичного аналізу експериментальних даних наведені в табл. 2.50.

Таблиця 2.49

Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X_1	Витрата в'язучого, кг/м ³ (Ц)	300	400	500	100
2	X_2	Витрата пластифікатора, кг/м ³ (СП-1)	0	1,5	3	1,5
3	X_3	Витрата фібри, кг/м ³ (Ф)	0	0,5	1	0,5
4	X_4	Рухомість суміші, см (OK)	2	6	10	4

Таблиця 2.50

Експериментально-статистичні моделі водопотреби та міцності фібробетону на активованому МШПЦ

Водопотреба бетону, л/м ³	$B = 187,4 + 1,2X_1 - 13X_2 + 0,84X_3 + 29,1X_4 + 8,8X_1^2 - 2,2X_2^2 - 9,2X_3^2 - 4,2X_4^2 - 0,4X_2X_4$ (2.29)
Міцність на стиск у віці 7 діб, МПа	$f_{cm}^7 = 20 + 3,1X_1 + 5,1X_2 + 0,3X_3 - 5,4X_4 - 6,4X_1^2 - 6,3X_2^2 - 10,8X_3^2 + 19,7X_4^2 + 1,9X_1X_2 - 0,8X_1X_3 - 2,4X_1X_4 - X_2X_3 - 2,2X_2X_4 + 0,8X_2X_4$ (2.30)
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	$f_{cm}^{28} = 24,7 + 9,9X_1 + 4X_2 + 0,54X_3 - 2,6X_4 - 4,5X_1^2 - 1,6X_2^2 - 8,8X_3 + 16,8X_4^2 + 2,6X_1X_2 + 0,06X_1X_3 - 2,6X_1X_4 + 0,3X_2X_3 - 0,5X_2X_4 - 0,15X_3X_4$ (2.31)
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	$f_{c,tf}^{28} = 3,01 + 1,21X_1 + 0,5X_2 + 0,63X_3 - 0,66X_4 - 0,098X_1^2 - 0,011X_2^2 - 0,0262X_3^2 - 0,13X_4^2 + 0,34X_1X_2 + 0,41X_1X_3 - 0,292X_1X_4 + 0,32X_2X_3 - 0,068X_2X_4 - 0,134X_3X_4$ (2.32)

Примітка. В рівняннях (2.29-2.32): $X_1 = \frac{(Ц - 400)}{100}$;

$$X_2 = \frac{(СП - 1 - 1,5)}{1,5}; X_3 = \frac{(\Phi - 0,5)}{0,5}; X_4 = \frac{(OK - 6)}{6}.$$



Аналіз отриманих експериментально-статистичних моделей, дозволив визначити оптимальні рівні варійованих факторів при яких забезпечуються найкращі показники міцності бетону на стиск та розтяг. Для базальтового волокна вони складають: $X_1=0,84$ ($C=484$ кг/м³), $X_2=0,91$ (СП-1=0,57%), $X_3=0,53$ ($\Phi=0,77$ кг/м³), $X_4=0,83$ ($OK=1...2$ см), при цьому забезпечується міцність на стиск в межах 40 МПа та міцність на розтяг при згині в межах близько 7 МПа. Графічні залежності, які ілюструють вплив технологічних факторів на водопотребу бетонної суміші та міцність бетону на стиск і розтяг, представлені на рис. 2.68, 2.69.

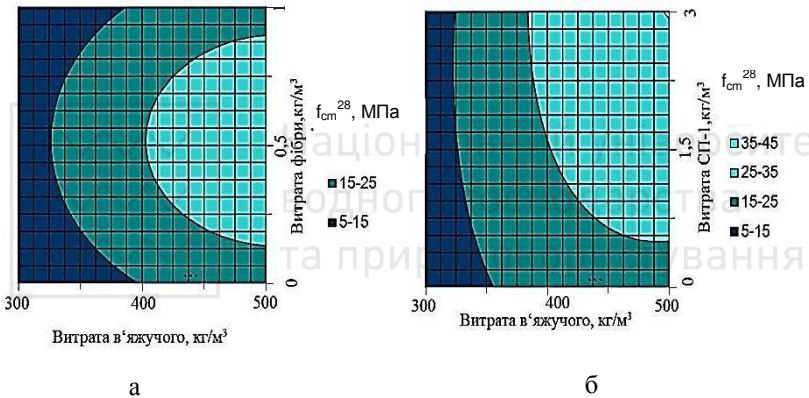


Рис. 2.68. Вплив технологічних факторів (витрата в'язучого, витрата фібри (а) та витрата суперпластифікатора СП-1 (б)) на міцність фібробетону на стиск у віці 28 днів

Аналізуючи отримані експериментально-статистичні моделі, приходимо до висновку, що найбільш суттєвим фактором, який впливає на водопотребу бетонної суміші є її рухомість. Збільшення рухомості від 1.4 см до 10...15 см призводить до збільшення водопотреби в середньому на 30%. Вплив даного фактору носить практично лінійний характер і він складає близько 70% впливу всіх інших факторів. Деяко знівелювати даний вплив можна збільшенням витрати суперпластифікатора СП-1, збільшення вмісту якого, до



величини 3 кг/м^3 , дозволяє знизити кількість води, необхідну для отримання бетонної суміші із заданою рухомістю, на 15% і відповідно підвищити міцність. Збільшення кількості в'язучого, в варійованих межах, суттєво не впливає на водопотребу фібробетону. До деякого збільшення кількості води, необхідної для отримання бетонної суміші, із заданим показником рухомості, призводить збільшення витрати фібри до величини $0,5 \text{ кг на м}^3$ бетонної суміші.

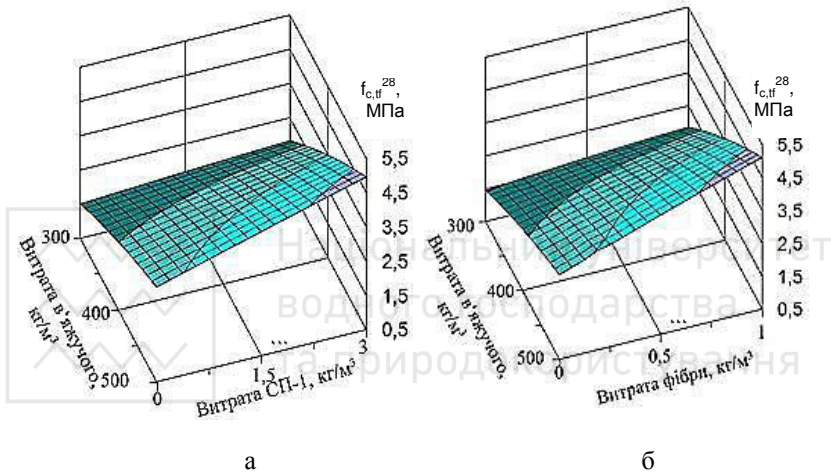


Рис. 2.69. Вплив технологічних факторів (витрата в'язучого, витрата суперпластифікатора СП-1 (а) та витрата фібри (б)) на міцність фібробетону на розтяг при згині

Аналіз рівнянь регресії 2.30 та 2.31 та графічних залежностей зображених на рис. 2.68 дозволяє зробити висновок, що міцність фібробетону у віці 28 діб так як і міцність у віці 7 діб збільшується при збільшенні витрати в'язучого та добавки суперпластифікатора СП-1, що пов'язано із зменшенням водоцементного відношення, необхідного для отримання бетонної суміші із заданою рухомістю. Також варто відмітити, що вплив даних факторів є найбільшим, і їхній вклад в марочну міцність бетону складає 60 та 30% відповідно. Тобто при збільшення витрати в'язучого від 300 до 500 кг/м^3 та



витрати суперпластифікатора від 0 до 3 кг/м³ міцність фібробетону зростає приблизно на 40%. Також позитивно на міцність впливає збільшення вмісту фібри, але до величини не більше 0,5 кг на м³ бетонної суміші.

Аналізуючи графічні залежності наведені на рис. 2.69 можна зробити висновок, що збільшення вмісту фібри є найбільш суттєвим фактором який, впливає на міцність бетону на розтяг при згині. Внаслідок трьохмірного дисперсного армування цементної матриці бетону волокнами базальтового волокна міцність бетону на розтяг при згині збільшується майже вдвічі.

Другий етап досліджень був присвячений встановленню впливу кількості базальтової фібри на міцнісні характеристики дрібнозернистого бетону (табл. 2.51). При цьому також здійснювалося порівняння впливу базальтового фіброволокна довжиною 12 та 24 мм. У ході досліджень в кожній точці плану виготовляли дрібнозернистий бетон складу в'яжуче: пісок 1:3, визначали водо-цементне відношення (B/C) для досягнення розпливу конуса розчину на струшуючому столику в межах 112-115 мм, а також міцність зразків-балочок на стиск і згин у віці 7 і 28 діб.

Таблиця 2.51

Вплив базальтової фібри різної довжини на властивості виготовленого дрібнозернистого бетону

№ з/п	Ц:П	Вит-рата фібри, кг/м ³	Фібра довжиною 24 мм				Фібра довжиною 12 мм			
			B/C	$f_{c,tf}^7$, МПа	f_{cm}^{28} , МПа	$f_{c,tf}^{28}$, МПа	B/C	$f_{c,tf}^7$, МПа	f_{cm}^{28} , МПа	$f_{c,tf}^{28}$, МПа
1	1:3	0	0,34	1,82	22,6	4,9	0,34	1,82	22,6	4,9
2	1:3	1,0	0,39	1,9	23,4	7,1	0,35	6,4	26,2	7,6
3	1:3	5,0	0,39	2,65	19,6	6,8	0,39	5,3	22,6	5,8
4	1:3	10,0	0,42	2,56	18,5	6,5	0,39	5,6	14,7	5,6
5	1:3	15,0	0,44	3,35	17,6	5,8	0,4	4	16,5	5,3



Дослідженнями встановлено, що використання базальтової фібри в складі дрібнозернистого бетону, виготовленого на активованому МШПЦ, дозволяє збільшити його міцність при стиску на 14%, а міцність на розтяг при згині на 35%. Також слід відзначити, що збільшення довжин фібри суттєво не впливає на властивості фібробетону, а дещо гірші показники базальтової фібри довжиною 24 мм в порівнянні з фіброю 12 мм можна пояснити тим, що довші волокна гірше розподіляються в товщі бетону. Збільшення ж кількості фібри понад 1 кг/м^3 негативно впливає на міцнісні характеристики фібробетону. Це пов'язано із збільшенням кількості води необхідної для отримання бетонних сумішей із заданою рухомістю.

Для порівняльного аналізу було проведено дослідження по встановленню впливу поліпропіленової фібри на міцнісні характеристики фібробетону виготовленого на МШПЦ. Для цього було проведено плановий експеримент для трьох факторів, умови планування експерименту наведені в табл. 2.52.

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі міцності на стиск і розтяг при згині стандартних бетонних кубів на основі досліджуваних в'язучих у вигляді поліноміальних рівнянь регресії. Результати обробки та статистичного аналізу експериментальних даних наведені в табл. 2.53.

Таблиця 2.52

Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1.	X_1	Витрата в'язучого, $\text{кг/м}^3 (L)$	300	400	500	100
2.	X_2	Витрата пластифікатора, $\text{кг/м}^3 (\text{СП-1})$	0	1,5	3	1,5
3.	X_3	Витрата фібри, $\text{кг/м}^3 (\Phi)$	0	0,5	1	0,5



Експериментально-статистичні моделі
міцності фібробетону

Вихідні параметри	Статистичні моделі
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	$f_{cm}^{28} = 15,6 + 9X_1 + 3,4X_2 + 0,81X_3 + 7,4X_1^2 - 2X_2^2 + 1,3X_3^2 + 2,8X_1X_2 - 0,8X_1X_3 + 0,3X_2X_3$
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	$f_{c,tf}^{28} = 1,95 + 0,7X_1 + 0,2X_2 + 0,15X_3 + 0,32X_1^2 - 0,26X_2^2 + 0,42X_3^2 + 0,13X_1X_2 + 0,05X_1X_3 + 0,19X_2X_3$

Графічні залежності, які ілюструють вплив технологічних факторів на міцність бетону на стиск і розтяг представлені на рис. 2.70, 2.71.

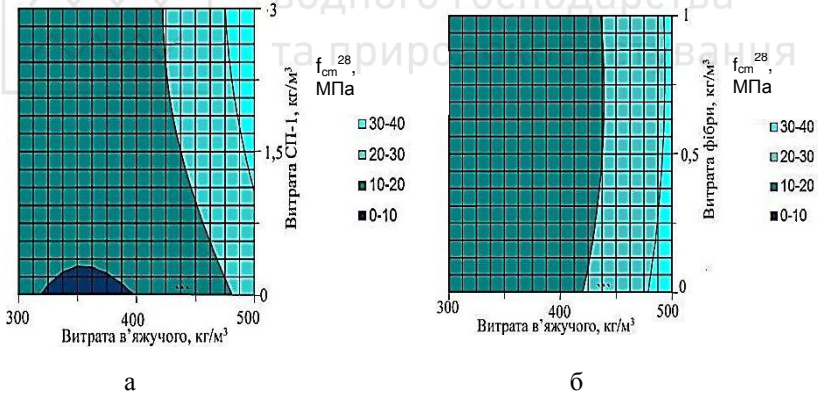


Рис. 2.70. Вплив технологічних факторів (витрата в'язучого, витрата суперпластифікатора СП-1 (а) та витрата фібри (б)) на міцність бетону, армованого поліпропіленовою фіброю, на стиск у віці 28 діб

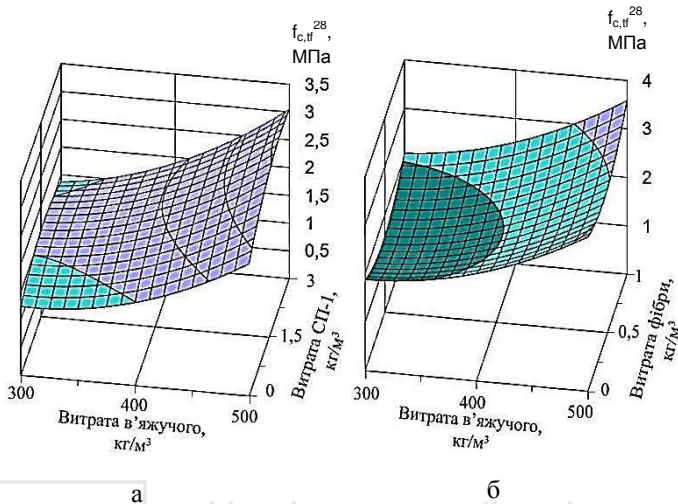


Рис. 2.71. Вплив технологічних факторів (витрата в'язучого, витрата суперпластифікатора СП-1 (а) та витрата фібри (б)) на міцність бетону, армованого поліпропіленовою фіброю, на розтяг при згині у віці 28 дів

Аналіз рівнянь регресії (табл. 2.53) та графічних залежностей зображених на рис. 2.70 дозволяє зробити висновок, що міцність фібробетону, виготовленого із застосуванням поліпропіленових волокон так як і міцність базальтофіробетону, збільшується при збільшенні витрати в'язучого та добавки суперпластифікатора СП-1, що пов'язано із зменшенням водоцементного відношення. Також варто відмітити, що вплив даних факторів є найбільшим, і їхній вклад в марочну міцність бетону складає 60 та 20% відповідно. Збільшення вмісту поліпропіленової фібри, яка, в порівнянні з базальтовою, краще розподіляється по об'єму бетону, суттєво не впливає на міцність бетону виготовленого на основі малоклінкерного шлакопортландцементу, що пов'язано із гіршими адгезійними властивостями поліпропіленових волокон.



Аналізуючи графічні залежності наведені на рис. 2.71 можна зробити висновок, що при використанні в якості армуючих волокон поліпропіленової фібри спостерігається дещо гірший ефект в порівнянні з базальтовими волокнами. Це може бути пов'язано із гіршою адгезією поліпропілену з цементною матрицею, внаслідок чого при руйнуванні зразків можливе висмикування окремих волокон. Проте збільшення вмісту цих волокон дозволяє збільшити міцність бетону на розтяг при згині на 10-15%, що співпадає з даними [165].

Таким чином дослідження показали можливість збільшення міцності бетону на розтяг при згині майже вдвічі, використовуючи в якості дисперсної арматури базальтову фібру з довжиною волокон 12 мм. Такий ефект досягається за рахунок трьохмірного армування цементної матриці. Також встановлено, що збільшення довжини базальтового фіброволокна від 12 до 24 мм суттєво не впливає на властивості фібробетону виготовленого на малоклінкерному ШПЦ.

Збільшення вмісту поліпропіленової фібри також позитивно впливає на міцність бетону на розтяг, проте даний вплив є не таким значним як при використанні базальтових волок. В свою чергу, базальтова фібра по своїм характеристикам не має даних недоліків, що дозволяє використовувати її в бетонах і розчинах виготовлених на малоклінкерному ШПЦ, з вмістом клінкеру менше 20%.

2.7.2. Розрахунок складів базальтофібробетонів на малоклінкерному шлакопортландцементі

На основі експериментально-статистичних моделей, отриманих для фібробетону на малоклінкерному ШПЦ нижче наведений приклад розрахунку складу такого бетону.

Приклад

Розрахувати склад базальтофібробетону виготовленого на МШПЦ з 28-добовою міцністю на стиск 25 МПа та міцністю на розтяг при згині 5,5 МПа. Рухомість бетонної суміші за осадкою конуса 2...4 см. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор С-3. Насипна густина



щебеню $\rho_{н,щ} = 1,65 \text{ г/см}^3$, істинна густина щебеню $\rho_{щ} = 2,85 \text{ г/см}^3$, істинна густина піску $\rho_{п} = 2,65 \text{ г/см}^3$.

1. За табл. 2.54 визначаємо діапазон рухомості та витрати базальтової фібри, в якому може знаходитись склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині. В даному випадку це витрата базальтової фібри $0,5 \dots 1 \text{ кг/м}^3$ та рухомість $2 \dots 5 \text{ см}$.

Таблиця 2.54

Орієнтовні значення міцнісних характеристик базальтофіробетону у віці 28 діб

Витрата фібри, кг/м^3	Рухомість, см	$f_{c,tf}^{28}$, МПа	f_{cm}^{28} , МПа
0...0,5	2...5	4,3...5,2	24,7...44,1
	6...10	2,5...3,8	22,1...24,7
0,5...1	2...5	5,8...7,3	16,4...36,0
	6...10	3,8...5,0	13,8...16,4

2. За номограмою наведеною на рис. 2.72, задавшись з позицій економії мінімальною витратою фібри $0,5 \text{ кг/м}^3$, визначаємо необхідні витрати вяжучого і пластифікуючої добавки, які б забезпечували виконання поставленої вимоги що до міцності на розтяг при згині не менше $5,5 \text{ МПа}$.

3. Переводимо отримані значення ($C=470 \text{ кг/м}^3$, $\Phi=0,5 \text{ кг/м}^3$, $C-3=0,6 \%$, $OK=2 \text{ см}$) в кодовий вигляд:

$$X_1 = \frac{(C - 400)}{100} = 100 = 0,7;$$

$$X_2 = \frac{(C\Phi - 0,3)}{0,3} = \frac{(0,6 - 0,3)}{0,3} = 1;$$

$$X_3 = \frac{(\Phi - 0,5)}{0,5} = \frac{(0,5 - 0,5)}{0,5} = 0;$$

$$X_4 = \frac{(OK - 6)}{6} = \frac{(2 - 6)}{6} = -0,67.$$

4. Підставивши отримані результати в рівняння (2.31) з табл. 2.50, перевіряємо чи даний компонентний склад забезпечить необхідну міцність бетону на стиск у віці 28 діб ($f_{cm}^{28} \geq 25 \text{ МПа}$).



$$f_{cm}^{pot} = 24,7 + 9,9 \cdot 0,7 + 4 \cdot 1 + 0,54 \cdot 0 - 2,6 \cdot (-0,67) - 4,5 \cdot 0,7^2 - 1,6 \cdot 1^2 - 8,8 \cdot 0^2 + 16,8 \cdot (-0,67)^2 + 2,6 \cdot 0,7 \cdot 1 + 0,06 \cdot 0,7 \cdot 0 - 2,6 \cdot 0,7 \cdot (-0,67) + 0,3 \cdot 1 \cdot 0 - 0,5 \cdot 1 \cdot (-0,67) - 0,15 \cdot 0 \cdot (-0,67) = 29,4 \text{ МПа},$$

$29,4 \geq 25$ – умова виконується.

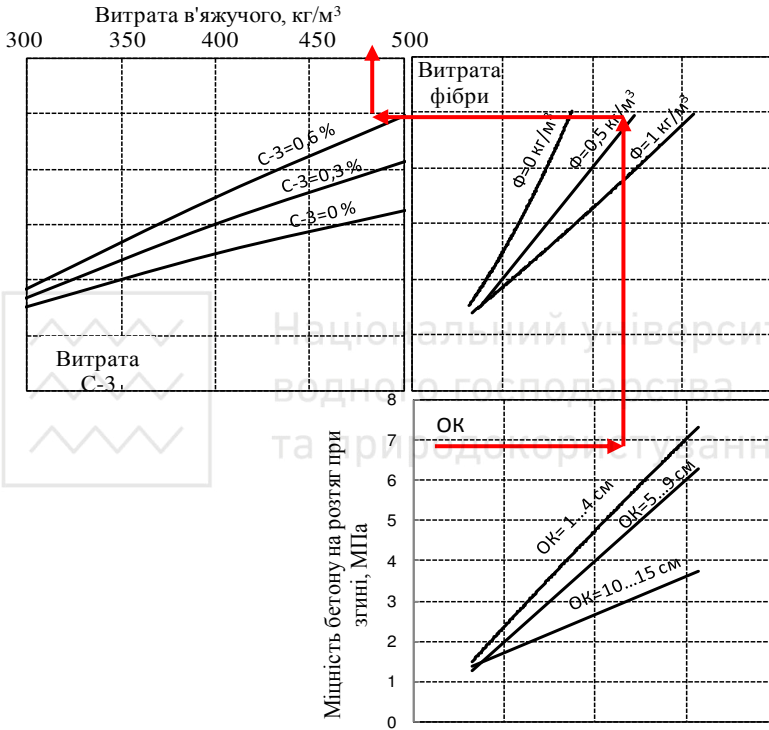


Рис. 2.62. Номограма міцності фібробетонів виготовлених на малоклінкерному шлакопортландцементі

5. Підставляємо визначені по номограмі витрати матеріалів в рівняння (2.29) з табл. 2.50, і визначаємо витрату води яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші та задані міцнісні характеристики бетону.



$$B = 187,4 + 1,2 \cdot 0,7 - 13 \cdot 1 + 0,84 \cdot 0 + 29,1 \cdot (-0,67) + 8,8 \cdot 0,7^2 - 2,2 \cdot 1^2 - 9,2 \cdot 0^2 - 4,2 \cdot (-0,67)^2 - 0,4 \cdot 1 \cdot (-0,67) = 156 \text{ л/м}^3.$$

6. При відомих значеннях витрати цементу та води, за відомими методиками [124] за формулами (2.25, 2.26) визначаємо витрати заповнювачів:

$$\text{Щ} = \frac{1000}{\alpha \frac{V_{\text{щ}}^n}{\rho_{\text{н.щ}}} + \frac{1}{\rho_{\text{щ}}}} = \frac{1000}{1,46 \frac{0,42}{1,65} + \frac{1}{2,85}} = 1042 \text{ кг/м}^3;$$

$$\begin{aligned} \text{П} &= \left(1000 - \left(\frac{\text{Ц}}{\rho_{\text{ц}}} + B + \frac{\text{Щ}}{\rho_{\text{щ}}} \right) \right) \rho_{\text{п}} = \\ &= \left(1000 - \left(\frac{470}{3,1} + 156 + \frac{1042}{2,85} \right) \right) 2,65 = 866 \text{ кг/м}^3. \end{aligned}$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 470 кг/м³, вода – 156 л/м³, щебінь – 1042 кг/м³, пісок – 866 кг/м³. Витрата суперпластифікатора С-3 складає 0,6 % від маси цементу, витрата базальтової фібри 0,5 кг/м³.

Отриманий склад, аналогічно до попередніх випадків, повинен бути перевірений експериментально.



3. ДЕФОРМАТИВНІ ВЛАСТИВОСТІ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ ТА ФІБРОБЕТОНІВ

3.1. Експериментальні залежності напруження-деформації для бетонів класів С60...С100

Відшукання аналітичного виразу для залежності “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ”, які б максимально точно описували реальний процес деформування бетону, було і залишається надзвичайно важливою задачею в теорії бетону і залізобетону. Але при виборі криволінійного характеру діаграми повинні дотримуватися наступні умови:

$$\frac{d\sigma_c}{d\varepsilon_c} = E_{cm} \text{ при } \varepsilon_c = 0, \quad (3.1)$$



$$\frac{d\sigma_c}{d\varepsilon_c} = 0 \text{ при } \varepsilon_c = \varepsilon_{c1}, \quad (3.2)$$

$$\sigma_c(0) = 0, \quad (3.3)$$

$$\sigma_c(\varepsilon_{c1}) = f_{cm}, \quad (3.4)$$

$$\sigma_c(\varepsilon_{c1}) = kf_{cm}, \quad k = 0,7 \dots 1,0 \quad (3.5)$$

Перші аналітичні залежності у вигляді одночленних та поліноміальних функцій пропонувалися ще в кінці дев'ятнадцятого століття. Професор Бах у Штутгартській лабораторії отримав залежність у вигляді [166]:

$$\sigma_c = A\varepsilon_c^{1/m}, \quad (3.6)$$

де A і m – дослідні коефіцієнти, які визначають властивості матеріалу (для бетону $m > 1,0$).

Професор Я.В. Столяров [167; 168], проаналізувавши формулу (3.6) і виявивши в ній суттєві недоліки, запропонував залежність “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” у вигляді квадратної параболи:

$$\sigma_c = \alpha\varepsilon_c - \beta\varepsilon_c^2, \quad (3.7)$$



де $\alpha = E_{c0}$; $\beta = \frac{E_{c0} - E_{cv}}{2\varepsilon_{c1}}$; E_{c0} і E_{cv} – відповідно початкове

(при $\varepsilon_c = 0$) і граничне (при $\varepsilon_c = \varepsilon_{c1}$).

Заслугує на увагу формула, запропонована Г.Г.Соломенцевим [169], яка має вигляд:

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) \right]^\alpha, \quad (3.8)$$

де $\alpha = \sqrt{f_c/135}$; 135 (МПа) – найбільше напруження, за якого досягається рівномірність цементного каменю і крупного заповнювача.

В середині минулого століття вперше була запропонована формула у вигляді поліному п'ятого степеня (В.М. Байков [170]):

$$\sigma_c = A \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) + B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + C \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + D \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + F \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5, \quad (3.9)$$

де A, B, C, D, F – постійні параметри, які характеризують бетон і визначаються з дотриманням певних граничних умов.

Привабливий вигляд має формула, запропонована М. І. Карпенко [171; 172], але вона містить багато емпіричних коефіцієнтів:

$$\sigma_c = E_c v_c \varepsilon_c, \quad (3.10)$$

$$\text{де } v_c = \left(-b + \sqrt{b^2 - 4ac} \right) / (2a), \quad (3.11)$$

$$a = v_{cf}^2 + (1 - \omega) \eta^2 (v_{c0} - v_{cf}), \quad (3.12)$$

$$b = - \left[2v_{bf}^2 - v_{bf} \omega \eta (v_{c0} - v_{cf}) \right], \quad (3.13)$$

$$c = -v_{bf}^2 (v_{bf}^2 - 2v_{c0}v_{cf}), \quad (3.14)$$

$$v_{c0} = 2,05v_{cf}, \quad (3.15)$$

ω – коефіцієнт, який характеризує повноту епюри напружень;

η – рівень напружень.



Основні положення проектування залізобетонних конструкцій ДБН В.2.6-98: 2009 для реалізації деформаційної моделі надали можливість для описання повної діаграми “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” використовувати формули, які запропоновані НДІБК (д.т.н. А.М. Бамбура) та Єврокодом-2 [173; 174]. Перша аналітична залежність має вигляд поліному п’ятого степеня:

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k = f_{(ck),(cd)} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^5 \right], \quad (3.16)$$

де $f_{(ck),(cd)}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску (приймається рівним f_{ck} в розрахунках за граничними станами другої групи та f_{cd} – в розрахунках за граничними станами першої групи); ε_{cl} – деформація при максимальних напруженнях (в розрахунках за граничними станами першою групою приймається $\varepsilon_{cl,cd}$, за граничними станами другої групи – $\varepsilon_{cl,ck}$); a_k – коефіцієнти полінома, які залежать від виду бетону, його класу та режиму завантаження.

Відповідно до Єврокод-2 можна використовувати апроксимацію деформування бетону у вигляді:

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (3.17)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$; $k = 1,05 E_{cd} \times \varepsilon_{cl,cd} / f_{cd}$ і $k = 1,05 E_{ck} \times \varepsilon_{cl,ck} / f_{ck}$ – відповідно в розрахунках за граничними станами першої і другої групи.

Вирази (3.16) і (3.17) справедливі при $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cul}$.

Механічні характеристики бетону (кубова і призмova міцності) при одноразовому короткочасному навантаженні визначались за стандартними методиками [175; 176].

Випробування призм на стиск виконували в гідравлічному пресі ПГ-250 (з ціною поділки 2,5 кН). Їх



навантаження здійснювали ступенями, величина яких приймалася рівною 8...10% від очікуваного руйнівного зусилля. На кожному ступені навантаження робилися витримки протягом п'яти хвилин, для зняття відліків та стабілізації деформацій.

Перед основними випробуваннями призми виконували їх центрування по фізичній осі. Для цього призми навантажувались до напруження $\sigma_c = 1,7$ МПа, після чого визначались розбіжності в показниках чотирьох індикаторів. За наявності помітної розбіжності в показниках призми переміщувалися на нижній плиті преса в напрямку індикатора, який мав менші показники, і навантаження повторювалися до тих пір, поки різниця в показниках не перевищувала 10%. Центрування призм по фізичній осі досягалися за три – чотири попередніх навантаження (рис. 3.1, 3.2).

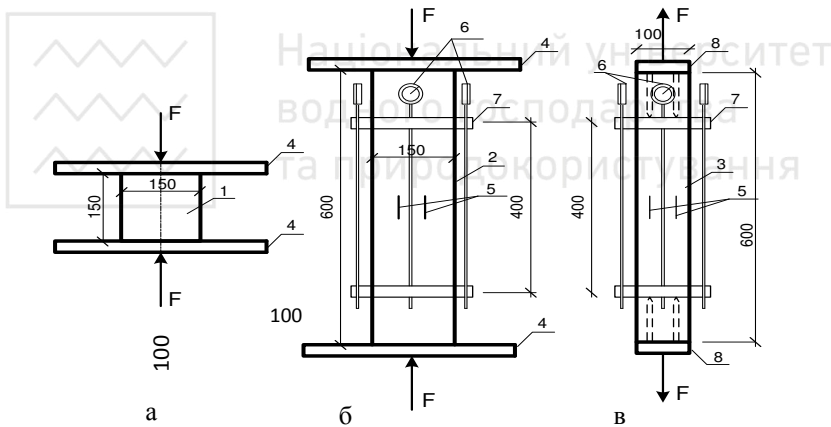


Рис. 3.1. Схеми випробування і розміри дослідних зразків:

- а) дослідний зразок – куба на стиск; б) дослідний зразок – призми на стиск; в) дослідний зразок – призми на розтяг; 1 – дослідний зразок – куба на стиск; 2 – дослідний зразок – призми на стиск; 3 – дослідний зразок – призми на розтяг; 4 – нижня та верхня траверса гідравлічної установки ПГ-250; 5 – тензорезистори; 6 – індикатори годинникового типу з ціною поділок 0,001 мм на базі 400 мм; 7 – кріплення індикаторів у вигляді сталевих рамок; 8 – спеціальні закладні анкерні пристрої, які дозволяли випробувати призми на розтяг



Рис. 3.2. Загальний вигляд випробування призми на розтяг

Під час випробування бетонних призми поздовжні деформації бетону на кожній ступені навантаження контролювали індикаторами годинникового типу 2 МИГ (з ціною поділки 0,002 мм), які були розташовані на чотирьох гранях призми і кріпились до тіла бетону за допомогою спеціальних утримувачів, які приклеювались до призми епоксидною смолою. База вимірювання індикатора складала 400 мм.

Визначення міцності на осьовий розтяг короткочасним навантаженням до руйнування спеціально виготовлених контрольних зразків виконано згідно [175].

Міцність бетону спеціальних зразків-призм на розтяг для всіх бетонів визначали на розривній машині УММ – 50. Швидкість прикладення навантаження складала 0,04...0,05 МПа/с. Конструкція з'єднання захвату зразків з випробувальною машиною – гнучка. Спосіб кріплення захвату до зразків виконували за допомогою анкерів, що закладалися в зразки при його виготовленні. До спеціальних закладних



анкерних пристроїв у торцях призм приєднували тримачі, що дозволяли випробовувати їх на розтяг. Відхили розмірів та форми зразків від номінальних, не площинність їх опорних поверхонь, а також не перпендикулярність опорних і бічних поверхонь зразків не перевищували значень, встановлених [175]. Деформації бетону на розтяг вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу 1МІГ (ціна поділкі – 0,001 мм) з базою 40 см та тензодатчиків з базою 5 см.

При випробуванні бетонних кубиків та призм на стиск у віці 1 доба були отримані наступні результати:

бетон класу С60 $f_{cm, cube} = 37,5$ МПа ($f_{cm, prism} = 29,8$ МПа);

бетон класу С80 $f_{cm, cube} = 41,7$ МПа ($f_{cm, prism} = 37,78$ МПа);

бетон класу С100 $f_{cm, cube} = 64,0$ МПа ($f_{cm, prism} = 46,11$ МПа).

У віці сім діб були випробувані тільки бетонні кубики, які показали суттєве збільшення міцності бетону. Цей приріст в середньому склав 38%, а відповідна міцність була наступна:

бетон класу С60 $f_{cm, cube} = 65$ МПа;

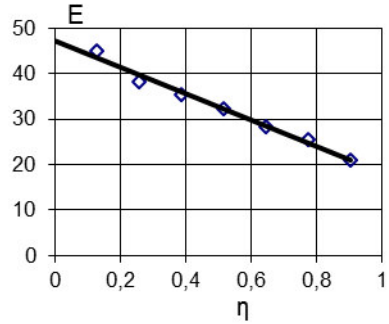
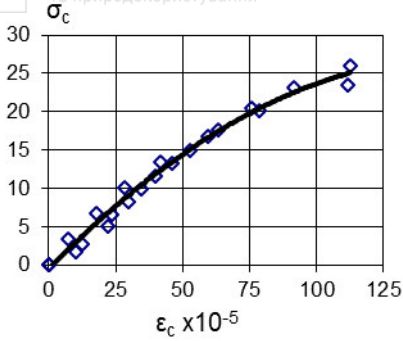
бетон класу С80 $f_{cm, cube} = 66,6$ МПа;

бетон класу С100 $f_{cm, cube} f_{cd} = 97,2$ МПа.

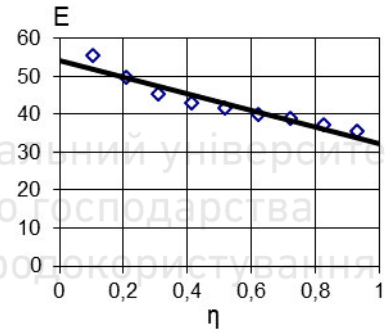
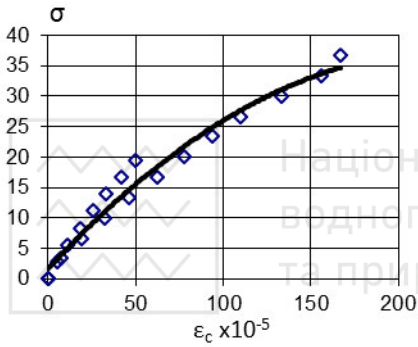
Параметри діаграми деформування бетону при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування визначались таким чином: призмозна міцність f_{cd} – на підставі визначеного середнього руйнівного навантаження за трьома призмами; E_{ck} , E_{cd} , ε_{cd} і λ_d – визначались, використовуючи формулу:

$$E_{cd} = E_{ck}(1 - \lambda_d \eta), \quad (3.18)$$

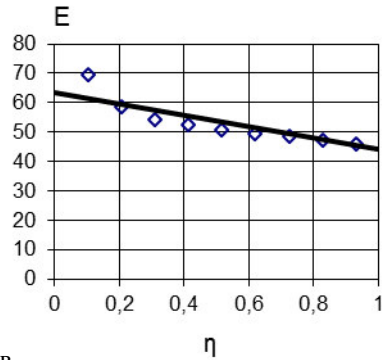
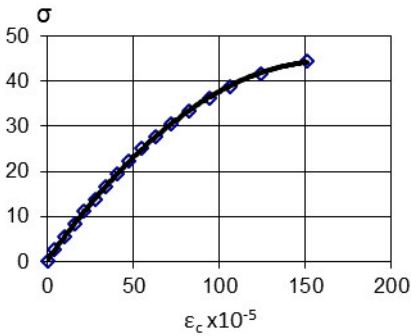
яка отримувалась на основі статистичної обробки експериментальних даних. Значення E_{b0} визначали за формулою (3.18) при $\eta = 0$; E_{cd} – при $\eta = 1,0$; λ_d – як відношення $(E_{ck} - E_{cd})/E_{ck}$, $\varepsilon_{cd} = f_{cd}/E_{cd}$. На підставі статичної обробки результатів випробування призм отримані параметри рівняння (3.18), які наведені в табл. 3.1. За знайденими параметрами та експериментальними даними побудовані залежності $\sigma_c - \varepsilon_c$ та $E_{cd} - \eta = \sigma_c / f_{cd}$ (рис. 3.3).



а



б



в

Рис. 3.3. Діаграми деформування та січний модуль деформацій високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 1 доба:
 а – клас бетону С60; б – клас бетону С80; в – клас бетону С100



Таблиця 3.1

Параметри рівняння (3.18) для дослідного бетону

№ зразка	Бетон	$f_{cm, prism}$, МПа	E_{ck} , МПа	λ_d	E_{cd} , при $\eta=0,3$, МПа	$\varepsilon_{cd} \cdot 10^{-5}$
1	C60	29,80	47273	0,386	38570	163,2
2	C80	37,78	54244	0,598	47694	116,6
3	C100	46,11	63295	0,695	57512	104,8

Також було виконане випробування відповідних бетонних кубів та призм у віці 28 діб. В наслідок чого були отримані наступні результати:

бетон класу C60 $f_{cm, cube}=82,4$ МПа ($f_{cm, prism}=47,1$ МПа);

бетон класу C80 $f_{cm, cube}=83,9$ МПа ($f_{cm, prism}=57,06$ МПа);

бетон класу C100 $f_{cm, cube}=108$ МПа ($f_{cm, prism}=71,03$ МПа).

Деформування призм у процесі одноразового короткочасного навантаження у віці 28 діб наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Деформації бетонних призм на стиск
при випробуванні у віці 28 діб

№ зразків	C60		C80		C100	
	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
1	4,44	9,06	4,44	7,88	5,56	9,75
2	8,89	25,25	8,89	17,25	11,11	23,00
3	13,33	39,31	13,33	27,38	16,67	32,25
4	17,78	52,06	17,78	37,81	22,22	44,06
5	22,22	64,88	22,22	48,75	27,78	56,44
6	26,67	78,13	26,67	60,00	33,33	69,13
7	31,11	91,94	31,11	71,63	38,89	81,25
8	35,56	98,56	35,56	82,25	44,44	95,56



продовження табл. 3.2

9	40,00	120,44	40,00	96,13	50,00	109,75
10	44,44	139,31	44,44	111,69	55,56	125,94
11			48,89	121,63		
12			53,33	151,50		
Середнє значення $f_{cm, prism}$ МПа						
	47,1		57,06		71,03	

Таким чином порівнюючи результати випробувань призм відповідних класів бетонів у віці 1 доба та 28 діб можна зазначити, що призмova міцність бетону у віці 1 доба в порівнянні з міцністю у віці 28 діб відповідно склала: 0,63 для бетону класу С60; 0,66 для бетону класу С80 та 0,65 для бетону класу С100 (рис. 3.4).



верситет
ства
ування

Рис. 3.4. Характер руйнування призм з високоміцних швидкотверднучих бетонів



Дослідження призм на розтяг. Середнє значення міцності контрольного бетону при одноразовому навантаженні у віці 1 доба за результатами трьох зразків-призм близнюків складо:

бетон класу С60 $f_{ctm}=2,68$ МПа;

бетон класу С80 $f_{ctm}=3,0$ МПа;

бетон класу С100 $f_{ctm}=3,2$ МПа (табл. 3.3).

Таблиця 3.3

Деформації бетонних призм на розтяг при випробуванні у віці 1 доба

№ зразків	С60		С80		С100	
	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$
1	0,27	0,08	0,3	0,08	0,32	0,08
2	0,54	0,15	0,6	0,16	0,64	0,17
3	0,80	0,23	0,9	0,24	0,96	0,25
4	1,21	0,33	1,2	0,33	1,28	0,34
5	1,47	0,40	1,5	0,41	1,6	0,42
6	1,74	0,47	1,8	0,51	1,92	0,51
7	2,01	0,54	2,1	0,60	2,24	0,60
8	2,28	0,60	2,4	0,71	2,56	0,69
9	2,55	0,66	2,7	0,81	2,88	0,78
10					3,04	0,83
Середнє значення f_{ctm} , МПа						
	2,68		3,0		3,2	

При випробуванні призм на розтяг у віці 28 діб зберігалась тенденція до збільшення призмової міцності аналогічно, як і для випробування призм на стиск. Міцність призм бетону класу С60 збільшилася на 21% ($f_{ctm}=3,0$ МПа), бетону класу С80) – 17% ($f_{ctm}=3,6$ МПа), а бетону класу С100 на 13% ($f_{ctm}=4,06$ МПа). Таким чином за 1 добу призми в середньому по трьом серіям набрали 0,8 від проектної міцності бетону.



3.2. Експериментальні залежності напруження-деформації для високоміцних сталевібробетонів

В даній серії випробовувалися високоміцні швидкотверднучі фібробетони класів С60 та С100. При випробуванні бетонних кубиків та призм на стиск у віці 1 доба були отримані наступні результати:

фібробетон класу С60 $f_{cm, cube}=41,5$ МПа ($f_{cm, prism}=40,0$ МПа);

фібробетон класу С100 $f_{cm, cube}=72$ МПа ($f_{cm, prism}=53,3$ МПа).

У віці сім діб були випробувані тільки бетонні кубики, які показали суттєве збільшення міцності фібробетону. Цей приріст для фібробетону класу С60 склав 44%, С100 – 28%, а відповідна міцність була наступна:

фібробетон класу С60 $f_{cm, cube}=74,8$ МПа;

фібробетон класу С100 $f_{cm, cube}=100,4$ МПа.

Параметри діаграми деформування бетону при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування визначались таким самим чином як і для важких бетонів і наведені в табл. 3.4. (рис. 3.4).

Таблиця 3.4

Параметри рівняння (3.18) для дослідного бетону

Бетон	$f_{cm, prism}$, МПа	E_{ck} , МПа	λ_d	E_{cd} , при $\eta=0,3$, МПа	$\varepsilon_{cd} \times 10^{-5}$
фібробетон С60	40,0	44325	0,853	42371	105,8
фібробетон С100	53,3	57482	0,739	52978	125,5

Також було виконане випробування відповідних бетонних кубів та призм у віці 28 діб. В наслідок чого були отримані наступні результати:

фібробетон класу С60 $f_{cm, cube}=82,8$ МПа ($f_{cm, prism}=54,89$ МПа);

фібробетон класу С100 $f_{cm, cube}=108,8$ МПа ($f_{cm, prism}=74,4$ МПа).



Деформування призм у процесі одноразового короточасного навантаження у віці 28 діб наведено в табл. 3.5, рис. 3.5.

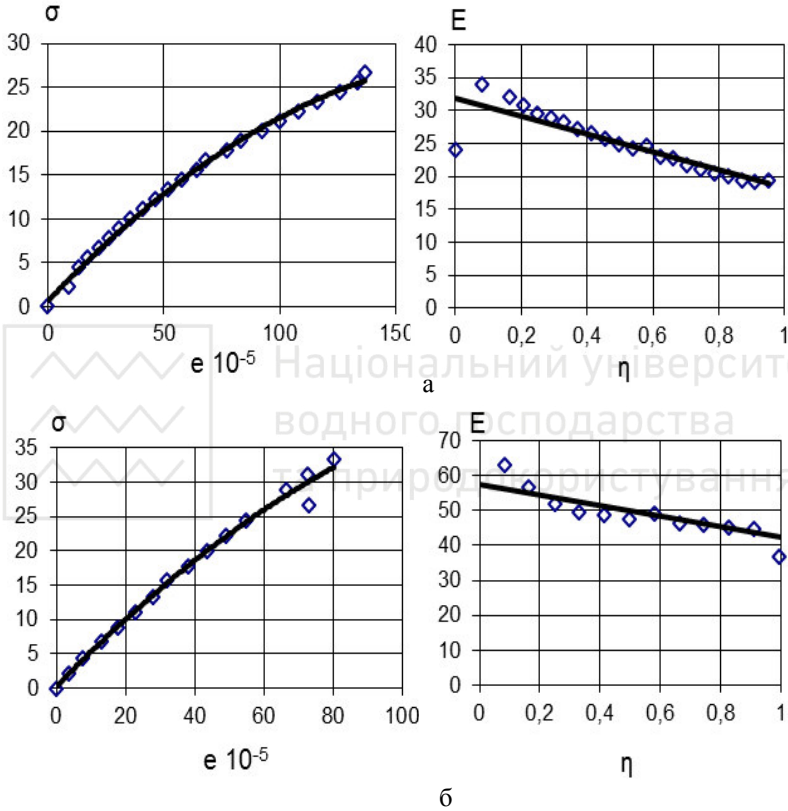


Рис. 3.5. Діаграми деформування та січний модуль деформацій високоміцних швидкотверднучих фібробетонів у віці 1 доба: а – клас бетону С60, б – клас бетону С100



Таблиця 3.5

Деформації бетонних призм на стиск
при випробуванні у віці 1 доба та 28 діб

№ зраз- ків	С60				С100			
	1 доба		28 діб		1 доба		28 діб	
	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
1	2,22	4,4	4,44	8,1	2,2	3,50	4,4	6,88
2	4,44	9,6	8,89	18,1	4,4	7,75	8,9	15,06
3	6,67	32,2	13,33	28,8	6,7	12,94	13,3	23,56
4	8,89	20,8	17,78	40,8	8,9	17,94	17,8	32,69
5	11,11	20,9	22,22	51,2	11,1	22,75	22,2	41,19
6	13,33	31,6	26,67	63,5	13,3	27,94	26,7	50,88
7	15,56	38,1	31,11	77,6	15,6	31,81	31,1	61,31
8	17,78	44,3	35,56	91,3	17,8	38,25	35,6	70,94
9	20,00	50,8	40,00	105,9	20,0	43,44	40,0	81,31
10	22,22	56,0	44,44	117,9	22,2	49,19	44,4	92,19
11	24,44	63,9			24,4	54,69	48,9	104,50
12	26,67	74,3			26,7	72,94	53,3	118,19
13	28,89	77,3			28,9	66,44		
14	31,11	84,3			31,1	72,69		
15					33,3	80,38		
Середнє значення $f_{cm, prism}$, МПа								
	40,0		54,9		53,3		74,4	



Рис. 3.6. Характер руйнування призм на стиск з сталевібробетону

Дослідження призм на розтяг. Середнє значення міцності контрольного бетону при одноразовому навантаженні у віці 1 доба за результатами трьох зразків – призм близнюків складо:

вібробетон класу С60 $f_{ctm}=3,5$ МПа;

бетон класу С100 $f_{ctm}=4,4$ МПа (табл. 3.6) (рис. 3.7).

При випробуванні призм на розтяг у віці 28 діб також, як і для важких бетонів зберігалась тенденція до збільшення призмової міцності аналогічно, як і для випробування призм на стиск. Міцність призм бетону класу С60 збільшилася на 10% ($f_{ctm}=3,9$ МПа), а бетону класу С100 на 12% ($f_{ctm}=5,0$ МПа).



Таким чином за 1 добу дані призми в середньому набрали 0,88 від проектної міцності бетону.

Таблиця 3.6

Деформації бетонних призм на розтяг при
випробуванні у віці 1 доба та 28 діб

№ зразків	С60				С100			
	1 доба		28 діб		1 доба		28 діб	
	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$
1	0,175	0,02	0,195	0,05	0,22	0,03	0,25	0,05
2	0,35	0,04	0,39	0,10	0,44	0,06	0,5	0,10
3	0,525	0,06	0,585	0,15	0,66	0,09	0,75	0,15
4	0,7	0,07	0,78	0,20	0,88	0,13	1	0,21
5	0,875	0,09	0,975	0,25	1,1	0,16	1,25	0,26
6	1,05	0,11	1,17	0,30	1,32	0,20	1,5	0,31
7	1,225	0,13	1,365	0,35	1,54	0,23	1,75	0,37
8	1,4	0,16	1,56	0,40	1,76	0,27	2	0,42
9	1,575	0,18	1,755	0,45	1,98	0,31	2,25	0,48
10	1,75	0,20	1,95	0,50	2,2	0,35	2,5	0,53
11	1,925	0,22	2,145	0,55	2,42	0,39	2,75	0,59
12	2,1	0,24	2,34	0,60	2,64	0,44	3	0,64
13	2,275	0,27	2,535	0,65	2,86	0,48	3,25	0,70
14	2,45	0,29	2,73	0,70	3,08	0,53	3,5	0,76
15	2,625	0,31	2,925	0,75	3,3	0,58	3,75	0,81
16	2,8	0,34	3,12	0,80	3,52	0,64	4	0,87
17	2,975	0,36	3,315	0,86	3,74	0,69	4,25	0,93
18	3,15	0,39	3,51	0,91	3,96	0,75	4,5	0,99
19	3,325	0,42	3,705	0,96	4,18	0,81	4,75	1,05
20	3,5	0,44	3,9	1,01	4,4	0,87	5	1,11
Середнє значення f_{ctm} , МПа								
	3,5		3,9		4,4		5,0	



Рис. 3.7. Характер руйнування призми на розтяг з сталевібробетону



3.3. Особливості механічного стану дрібнозернистого бетону та фібробетону при статичних одноразових навантаженнях

В даній серії випробовувався високоміцний швидкотверднучий дрібнозернистий бетон та фібробетон. При випробуванні бетонних кубиків та призм на стиск у віці 1 доба були отримані наступні результати: бетон $f_{cm, cube}=31,5$ МПа; фібробетон $f_{cm, cube}=47,1$ МПа ($f_{cm, prism}=33,64$ МПа).

Також було виконане випробування відповідних бетонних кубів та призм у віці 28 діб. В наслідок чого були отримані наступні результати:

бетон $f_{cm, cube}=82,0$ МПа ($f_{cm, prism}=53,3$ МПа);

фібробетон $f_{cm, cube}=92,4$ МПа ($f_{cm, prism}=46,7$ МПа).

Параметри діаграми деформування бетону при одноразовому короточасному навантаженні до руйнування визначались таким самим чином як і для важких бетонів і наведені в табл. 3.7, 3.8. (рис. 3.8).

Деформування призм у процесі одноразового короточасного навантаження у віці 28 діб наведено в табл. 3.4.

Таблиця 3.7

Параметри рівняння (3.18) для дослідного бетону

Бетон	$f_{cm, prism}$, МПа	E_{ck} , МПа	λ_d	E_{cd} , при $\eta=0,3$, МПа	$\varepsilon_{cd} \cdot 10^5$
Дрібнозерн. фібробетон	47,1	31940	0,569	27817	258,8

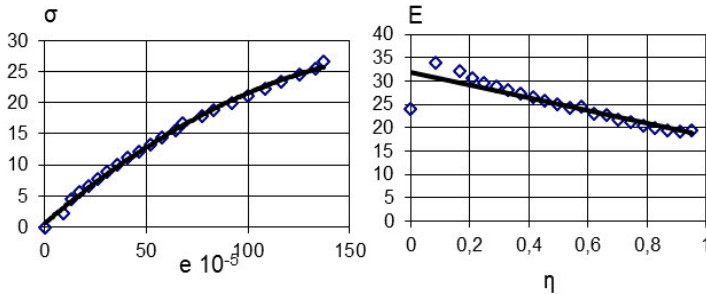


Рис. 3.8. Діаграма деформування та січний модуль деформацій дрібнозернистого фібробетону у віці 1 доба



Таблиця 3.8

Деформації бетонних призм на стиск
при випробуванні у віці 1 доба та 28 днів

№ зразків	Дрібнозернистий		Дрібнозернистий з фіброю			
	28 днів		1 доба		28 днів	
	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
1	2,2	6,81	2,22	9,2	2,2	5,1
2	4,4	13,63	4,44	13,1	4,4	11,1
3	6,7	20,69	5,56	17,3	6,7	17,6
4	8,9	28,19	6,67	21,7	8,9	23,8
5	11,1	36,06	7,78	26,3	11,1	30,7
6	13,3	44,06	8,89	30,8	13,3	37,7
7	15,6	52,69	10,00	35,5	15,6	45,1
8	17,8	60,88	11,11	40,8	17,8	52,8
9	20,0	69,69	12,22	46,1	20,0	61,1
10	22,2	78,69	13,33	51,8	22,2	70,7
11	24,4	88,69	14,44	57,9	24,4	79,9
12	26,7	98,31	15,56	64,3	26,7	90,3
13	28,9	109,13	16,67	67,8	28,9	102,8
14			17,78	77,3	31,1	114,3
15			18,89	83,3	33,3	128,1
16			20,00	92,1	35,6	142,4
17			21,11	99,7	37,8	160,3
18			22,22	108,2		
19			23,33	116,2		
20			24,44	125,6		
21			25,56	133,4		
22			26,67	136,9		
Середнє значення $f_{cm, prism}$ МПа						
	53,3		33,6		46,7	



Середнє значення міцності контрольного бетону при одноразовому навантаженні у віці 1 доба за результатами трьох зразків-призм близнюків склало: дрібнозернистого бетону $f_{ctm}=1,96$ МПа; дрібнозернистого бетону з фіброю $f_{ctm}=2,1$ МПа (табл. 3.9).

Таблиця 3.9
Деформації бетонних призм на розтяг при випробуванні у віці 1 доба та 28 діб

№ зразків	Дрібнозернистий				Дрібнозернистий з фіброю			
	1 доба		28 діб		1 доба		28 діб	
	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$
1	0,098	0,09	0,15	0,06	0,105	0,06	0,16	0,06
2	0,196	0,17	0,3	0,11	0,21	0,11	0,32	0,11
3	0,294	0,26	0,45	0,17	0,315	0,18	0,48	0,17
4	0,392	0,35	0,6	0,23	0,42	0,24	0,64	0,23
5	0,49	0,44	0,75	0,29	0,525	0,31	0,8	0,29
6	0,588	0,54	0,9	0,35	0,63	0,38	0,96	0,35
7	0,686	0,63	1,05	0,41	0,735	0,46	1,12	0,41
8	0,784	0,73	1,2	0,47	0,84	0,54	1,28	0,47
9	0,882	0,82	1,35	0,53	0,945	0,62	1,44	0,53
10	0,98	0,92	1,5	0,60	1,05	0,71	1,6	0,59
11	1,078	1,02	1,65	0,66	1,155	0,81	1,76	0,66
12	1,176	1,12	1,8	0,72	1,26	0,91	1,92	0,72
13	1,274	1,22	1,95	0,79	1,365	1,02	2,08	0,79
14	1,372	1,33	2,1	0,85	1,47	1,13	2,24	0,86
15	1,47	1,43	2,25	0,92	1,575	1,26	2,4	0,93
16	1,568	1,54	2,4	0,98	1,68	1,39	2,56	1,00
17	1,666	1,65	2,55	1,05	1,785	1,53	2,72	1,07
18	1,764	1,76	2,7	1,12	1,89	1,69	2,88	1,14
19	1,862	1,87	2,85	1,19	1,995	1,85	3,04	1,21
20	1,96	1,98	3	1,25	2,1	2,03	3,2	1,29
Середнє значення f_{ctm} , МПа								
	1,96		3,0		2,1		3,2	



При випробуванні призм на розтяг у віці 28 діб також, як і для попередніх видів бетонів зберігалась тенденція до збільшення призмової міцності аналогічно, як і для випробування призм на стиск. Міцність призм дрібнозернистого бетону та дрібнозернистого бетону з фіброю збільшилася на 34% ($f_{cm}=3,0$ МПа та $f_{cm}=3,2$ МПа). Треба відмітити, що на відміну від попередніх видів бетонів набирання міцності в першу добу було значно меншим. Якщо високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони набирали за добу близько 88% своєї міцності, то дрібнозернисті бетони набрали приблизно 65% міцності.

3.4. Деформаційні характеристики високоміцних бетонів та фібробетонів

Зв'язок деформаційних і міцнісних властивостей бетону відображається на діаграмі стиску і розтягу. Характер такої діаграми суттєво залежать від режиму навантаження. За одноразового навантаження бетонного зразка (призми) зростаючим або розтягуючим зусиллям (з постійною швидкістю збільшення напруження $d\sigma_c / dt = const$) найбільш важливими є два режими: умовно-миттєвий і короткочасний стандартний.

Під короткочасним стандартним (подальше короткочасний) розуміють режим, прийнятий при визначенні статичної міцності бетону, під умовно-миттєвим (в подальшому миттєвий) режим, в якому навантаження подається поступово (без переривів) зі “стандартною” швидкістю, коли загальна тривалість навантаження прикладання такого навантаження на порядок менша, ніж при короткочасному навантаженні і, природньо, впливом фактора часу на характер діаграми “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” можна нехтувати.

Діаграма, яка відповідає миттєвому режиму навантаження, необхідна при побудові розрахункових моделей напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, оснований на гіпотезах і припущеннях теорії механіки деформованого тіла, і при вирішенні задач, пов'язаних з використанням технічної теорії повзучості бетону. Діаграма, яка



відповідає короточасному режиму навантаження, використовується в розрахунках міцності і тріщиностійкості залізобетонних конструкцій на основі чинних нормативних документів.

При короточасному поступовому з витримкою на кожному ступені навантаженні в експериментах отримується ступінчата лінія, яка відображає реальний процес деформування стиснутого зразка-призми. За достатньо великій кількості ступенів навантаження залежність “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” можна відобразити плавною кривою лінією, при цьому зі збільшенням навантаження кривизна діаграми збільшується. Ближче до кінця навантаження збільшення деформацій бетону відбувається особливо інтенсивно.

Повні деформації при короточасному режимі навантаження складається з трьох частин: непружних деформацій, які виникають під час витримки на ступенях навантаження і називаються деформаціями швидкоплинної повзучості. До умовної нижньої межі тріщиноутворення ці деформації обумовлені, в основному, безпосередньо повзучості бетону. На ділянці між нижньою і верхньою межами тріщиностійкості на деформації повзучості накладаються деформації, зв’язані з розвитком мікротріщиноутворення. Ближче до кінця навантаження, яке перевищує верхню межу тріщиноутворення, збільшення непружних деформацій і деформацій швидкоплинної повзучості суттєво пришвидшується, мікроруйнування переходять в макроруйнування і зразок руйнується.

Зі збільшенням міцності бетону непружні миттєві деформації і деформації швидкоплинної повзучості зменшуються, а діаграма деформування наближається до прямої лінії.

Деформації бетону, які відповідають максимальним напруженням на діаграмі “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ”, характеризують момент руйнування при навантаженні його зростаючим зусиллям. Інша картина спостерігається при випробуваннях зменшувальним навантаженням при сталому ступеневому збільшенні



деформацій. В цьому випадку діаграма “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” отримується з екстремумом і низхідною віткою як при миттєвому і короткочасному режимах. Отримання на діаграмі деформування бетону низхідної вітки можливе тільки за наявності спеціального силового обладнання, яке забезпечує випробування бетонних зразків за постійної швидкості прирощення деформацій.

В дослідях, описаних в параграфі 3.4, бетонні призми випробувалися короткочасним ступінчастим навантаженням з постійною швидкості прирощення напружень. За такої методики, як правило деформації зразка вимірюються до певної межі і їх неможливо визначити в момент руйнування. Але отримані експериментальні дані на висхідній вітці навантаження дають можливість визначити коефіцієнти a_i , які входять в рівняння діаграми, теоретичним шляхом по обґрунтованим формулам.

В роботах [173; 177] параметри діаграми деформування бетону “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” пропонується визначити за такими формулами:

$$E_{cm} = \left[56,6 f_{cm,prisme} / (f_{cm,prisme} + 20) \right] \times 10^3; \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{c1} = \left[235 - 81 / (1 + 7,75 \times 10^{-4} f_{cm,prisme}^2) \right] \times 10^{-5}; \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_{cul} = \left[235 + 320 / (1 + 6 f_{cm,prisme}^3 \times 10^{-5}) \right] \times 10^{-5}; \quad (3.21)$$

$$\frac{\sigma_{cu}}{f_{cm,prisme}} = 1,333 - \frac{\varepsilon_{cu}}{3\varepsilon_{c1}}. \quad (3.22)$$

Значення коефіцієнтів полінома (3.16) можна знайти з таких виразів:

$$a_1 = 1,1 E_{cm} \varepsilon_{c1} / f_{cm,prisme}; \quad (3.23)$$

$$a_2 = a_1 - a_3 - a_4 - a_5; \quad (3.24)$$

$$a_3 = a_1 - 2a_4 - 3a_5 - 2; \quad (3.25)$$

$$a_4 = \frac{[k - 2a_1(3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_5(10\gamma^3 - 9\gamma + 2)}{2(10\gamma^2 - 6\gamma + 1)}; \quad (3.26)$$

$$a_5 = \{ [k + 2a_1(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6] (\gamma - 1)^2 \gamma^2 -$$



$$\begin{aligned}
 & -[\beta + a_1 \gamma (2\gamma - \gamma^2 - 1)] + \\
 & + \gamma^2 (2\gamma - 3) \left\{ 6\gamma^2 - 6\gamma + 1 \right\} / \left\{ 2\gamma^2 [10\gamma^3 - 9\gamma + 2] (\gamma - 1)^2 - \right. \\
 & \left. - (\gamma^3 - 3\gamma + 2) (6\gamma^2 - 6\gamma + 1) \right\}, \quad (3.27)
 \end{aligned}$$

де $\gamma = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1}$, $\beta = 1,1 \varepsilon_{c1} / \varepsilon_{cul}$,

$$k = 2,7 (\varepsilon_{cul} / \varepsilon_{c1}) - 6,1 - \frac{0,005}{(\varepsilon_{cul} / \varepsilon_{c1} - 1)^2}. \quad (3.28)$$

Формули (3.23) – (3.28) дали можливість визначити основні значення відносних граничних деформацій ε_{cu} , деформацій, які відповідають максимальній призмовій міцності ε_{c1} , та початкового модуля пружності бетону E_{cm} (табл. 3.10).

Таблиця 3.10

Розрахункові значення деформаційних характеристик бетонів

Вид і клас бетону	Міцність, МПа		Деформації		Початковий модуль пружності E_{cm} , МПа
	кубікова, $f_{cm, cube}$	призмова $f_{cm, prism}$	максимальні, $\varepsilon_{c1} \times 10^5$	граничні $\varepsilon_{cul} \times 10^5$	
Важкий С60	67,2	47,1	205,2	279,0	38326
Важкий С80	83,9	57,1	212,0	261,0	40429
Важкий С100	108,8	73,0	219,2	248,0	42859
Дрібнозернистий С80	82,0	53,3	209,7	267,0	39702
Фібробетон С80	82,8	54,9	210,7	264,0	40019
Фібробетон С100	110,2	74,4	219,7	247,0	43032
Дрібнозернистий фібробетон С80	92,4	66,7	204,9	280,9	38228



Як видно з табл. 3.10, зі збільшенням кубикової міцності значення деформацій, які відповідають максимальній призмовій міцності (екстремуму на діаграмі деформування) збільшуються, але незначно. При кубиковій міцності $f_{cm,cube} = 66,1$ МПа величина деформацій склала $\varepsilon_{c1} = 205,5 \times 10^{-5}$, а при $f_{cm,cube} = 91,6$ МПа – $\varepsilon_{c1} = 219,2 \times 10^{-5}$ (збільшення на 7%). Треба зазначити, що в нормах проектування для звичайного бетону класу С60 значення максимальної деформації складає $\varepsilon_{c1} = 202,0 \times 10^{-5}$. Невелику розбіжність можна пояснити покращеною структурою дослідного бетону.

Деяко більша розбіжність в значеннях граничних деформацій стискання бетону. В нормах для класу бетону С60 величина $\varepsilon_{cu1,ck} = 240 \times 10^{-5}$, а розрахункова величини за результатами дослідів – $\varepsilon_{cu1} = 279 \times 10^{-5}$. Якщо врахувати статистичну мінливість, то за результатами дослідів $\varepsilon_{cu1,ck} = 217,6 \times 10^{-5}$, тобто, на 11% менше, ніж за нормами. Треба зазначити, що ця величина не впливає на результати розрахунків несучої здатності залізобетонних елементів.

Отримані результати підтверджують правомірність формул (3.23) – (3.28) для визначення деформаційних параметрів діаграми деформування високоміцних швидкотверднучих бетонів.

Для визначення коефіцієнтів a_i поліному (3.16) використаємо систему рівнянь (3.23) – (3.28). Результати розрахунків наведені в табл. 3.11.

На рис. 3.9-3.15 представлені експериментальні і теоретичні залежності “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ”. Статистичний аналіз вказує на їх задовільну збіжність. Середні відношення експериментальних значень напружень в бетоні до напружень, визначених теоретичним шляхом з використанням дослідних значень міцності бетону та теоретично визначених коефіцієнтів рівняння, у віці 28 днів знаходяться в межах 0,88...1,36 при середньому значенні 1,08 (табл. 3.12). Таким чином в



середньому експериментальні значення напружень в бетоні перевищують теоретичні на 8%.

Таблиця 3.11

Значення коефіцієнтів a_i

Вид і клас бетону	Призмova міцність $f_{cm, prism}$, МПа	Значення коефіцієнтів a_i				
		a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
Важкий С60	47,1	1,837	-2,104	3,514	-3,062	0,816
Важкий С80	57,1	1,652	-3,663	3,713	-3,745	2,216
Важкий С100	73,0	1,416	-1,553	4,212	-4,428	1,353
Дрібнозернистий С80	53,3	1,718	-3,094	6,704	-5,998	1,670
Фіробетон С80	54,9	1,690	-3,346	7,520	-6,775	1,904
Фіробетон С100	74,4	1,398	-0,550	1,538	-2,017	0,691
Дрібнозернистий фіробетон С80	66,7	1,846	-2,044	3,318	-2,886	0,776

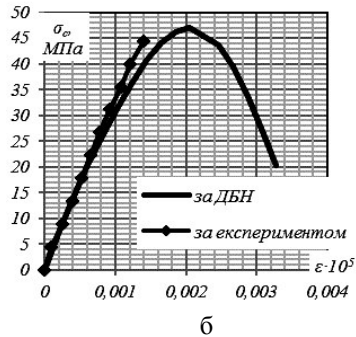
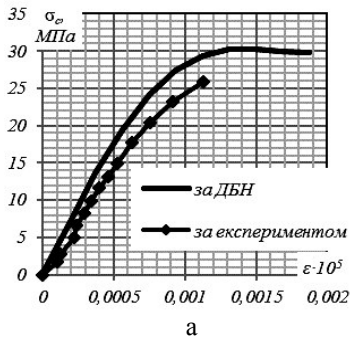


Рис. 3.9. Діаграми деформування бетону класу С60:

а – 1 доба; б – 28 діб

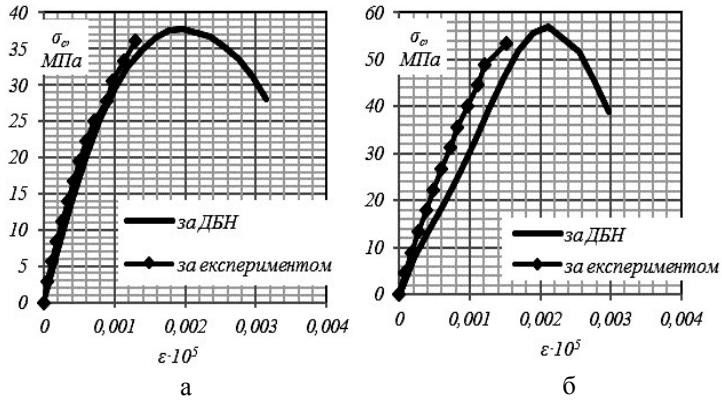


Рис. 3.10. Діаграми деформування бетону класу С80:
а – 1 доба; б – 28 діб

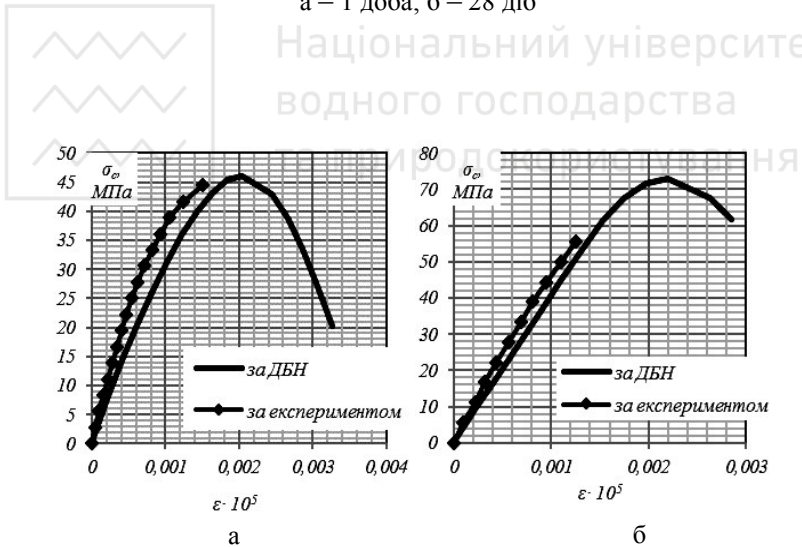


Рис. 3.11. Діаграми деформування бетону класу С100:
а – 1 доба; б – 28 діб

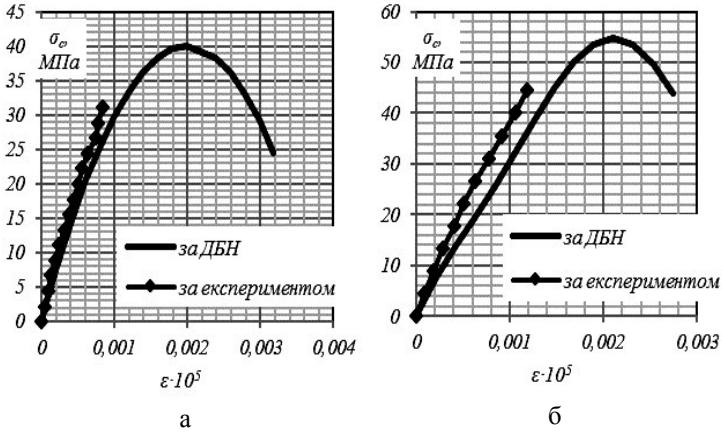


Рис. 3.12. Діаграми деформування фібробетону класу С60:
а – доба; б – 28 діб

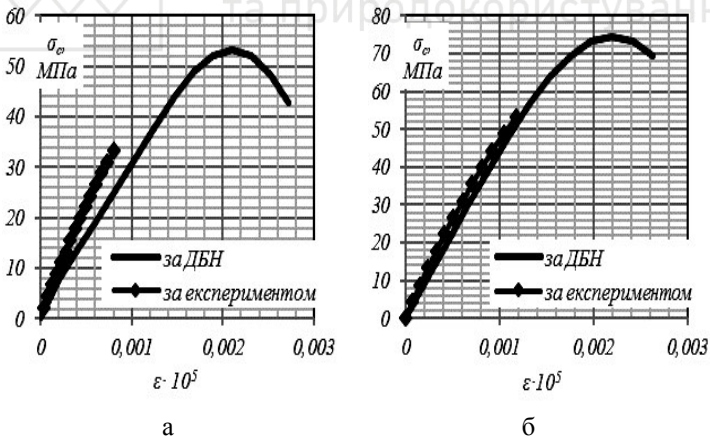


Рис. 3.13. Діаграми деформування фібробетону класу С100:
а – 1 доба; б – 28 діб

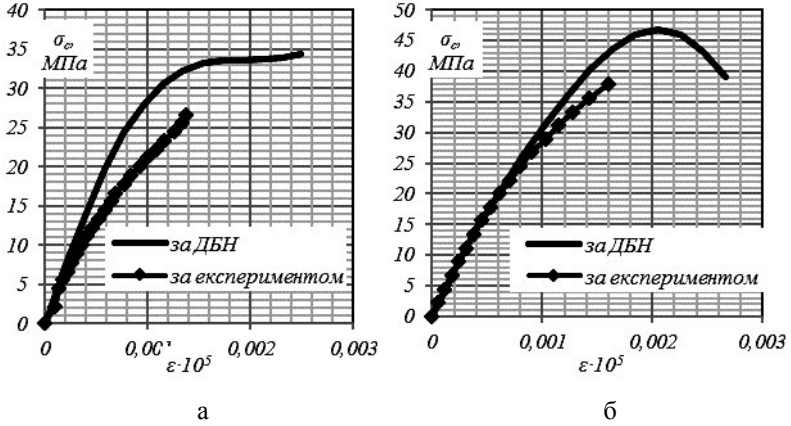
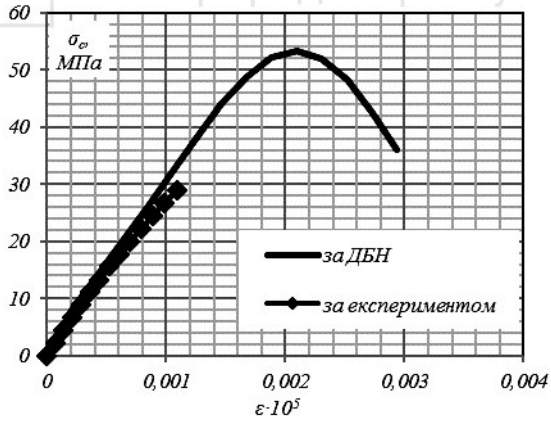
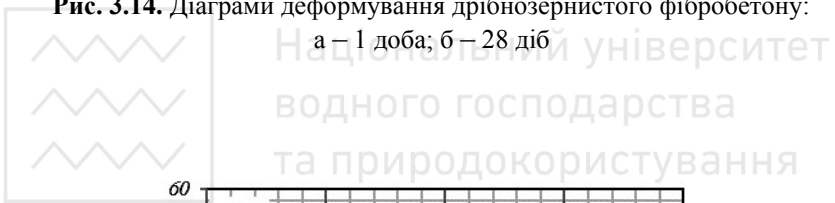


Рис. 3.14. Діаграми деформування дрібнозернистого фібробетону:
а – 1 доба; б – 28 діб





Таблиця 3.12

Статистичні показники збіжності експериментальних і
теоретичних значень напружень в бетоні

Вид і клас бетону	Відношення $\frac{\sigma_{c,exp}}{\sigma_{c,teor}}$	Середньо- квадратичне відхилення, σ	Коефі- цієнт варіації, V_c , %
Важкий С60	1,07	0,089	8,3
Важкий С80	1,36	0,089	6,5
Важкий С100	1,17	0,057	4,8
Дрібнозернистий С60	0,88	0,040	4,5
Фібробетон С60	1,30	0,041	3,2
Фібробетон С100	1,16	0,094	9,1
Дрібнозернистий фібробетон	0,96	0,048	5,0
Середні значення	1,08	0,065	5,7

Середньоквадратичні відхилення відношень знаходяться в межах 0,040...0,094. Показником точності збіжності теоретичних і експериментальних значень напружень в бетоні в процесі навантажень може слугувати коефіцієнт варіації V_c , значення якого для виконаних розрахунків знаходиться в межах 3,2...8,3%. Середнє значення коефіцієнту варіації складає $V_c = 5,7\%$ при максимально допустимому значенні згідно норм $V_c = 13,5\%$. Це свідчить, що знайдені теоретичним шляхом аналітичні залежності “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” адекватно описують експериментальні дані.



4. Дослідно-промисловий випуск високоміцних бетонів та фібробетонів

Для визначення фізико-механічних властивостей бетонних сумішей, а також властивостей високоміцних бетонів та сталеві фібробетонів виготовлених згідно рекомендацій та за рецептурою, розробленою кафедрою технології будівельних виробів і матеріалознавства Національного університету водного господарства та природокористування було виконано дослідно-промисловий випуск залізобетонних виробів марки С90.30.9,1 (палі забивні) згідно ДСТУ Б В.2.6-65:2008 [178] у виробничо-технічних умовах підприємства ПАТ “Рівненський завод надміцних залізобетонних конструкцій”, а також двох партій бетонних сумішей для виготовлення високоміцних бетонів та сталеві фібробетонів у виробничо-технічних умовах підприємства ТОВ “ЛіхтнерБетон Рівне”.

Для виготовлення бетонних сумішей використані наступні сировинні матеріали:

- портландцемент ПЦ І-500 та ПЦ ІІ/А-ІІІ-500 за ДСТУ Б В.2.7-46:2010, виробництва ПАТ “Волинь-Цемент” [163];
- суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux 2651 F. Виробник BASF Construction Polymers, Тростберг, Німеччина,
- пісок середньої крупності ($M_{кр} = 1,95...2,15$) з родовищ Славутського району Хмельницької обл.,
- щебінь гранітний фракцій 2-5 мм, 5-20 мм та 20-40 мм Вирівського кар’єру Рівненської області.
- прискорювач твердіння – “Релаксол” антифриз FS, виробник ЛТД, ТОВ Будіндустрія, Україна.
- фібра сталева хвилеподібна довжиною 60 мм, діаметром 1 мм (Ф60/1), згідно EN 14889-1, ТУ У В.2.7-28.7-00191046-015:2007 [119]. Основні характеристики якої наведені в табл. 4.1.

Всі бетонні суміші були виготовлені в змішувачах примусової дії. Дозування матеріалів виконувалося з точністю для цементу, води і добавок до 1%, для заповнювачів – з



точністю до 2%. Рухомість бетонної суміші у всіх випадках складала 18...20 см, що відповідає марці за консистенцією S4 (P4).

Таблиця 4.1

Основні характеристики фібри

Найменування показника	Значення
Довжина (L), мм	$60,0 \pm 6,0$
Діаметр (d), мм	$1,0 \pm 0,1$
$A=L/d$	60
Тимчасовий опір розриву, МПа не менше	1335
Висота хвилі/ загнутого кінця, мм	$4,5 \pm 0,1$
Середня густина сталі (ρ), г/см ³	7,86

Палі С 90.30-9/1 (рис. 4.1) були виготовлені згідно ДСТУ Б В.2.6-65:2008. “Палі залізобетонні. Технічні умови”. Палі забивні одиничні типу “С” виготовлялися суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура з робочої арматури та ненапружених стрижнів із сталі класу А400С, А500С по ДСТУ-3760:2006 [179]. Характеристики палей та схема армування наведена в табл. 4.2 та на рис. 4.1 відповідно.

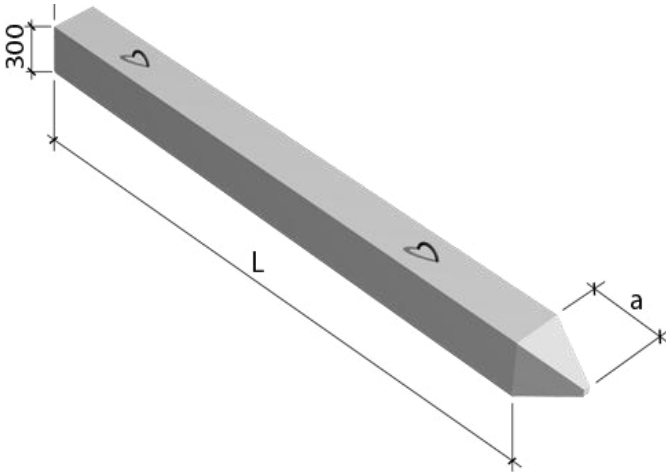


Рис. 4.1. Паля забивна С 90.30-9/1



Характеристики палі С 90.30.9,1

Марка виробу	Довжина L, мм	a, мм	Клас бетону (марка бетону)
С 90.30.9,1	9000	250	С35 (М 450)
Об'єм бетону, м ³	Маса виробу, т	Морозостійкість	Водонепроникність
0,82	2,05	не нижче F50	не нижче W2

Характеристики палей наведена в табл. 4.2 (рис. 4.2-4.4).

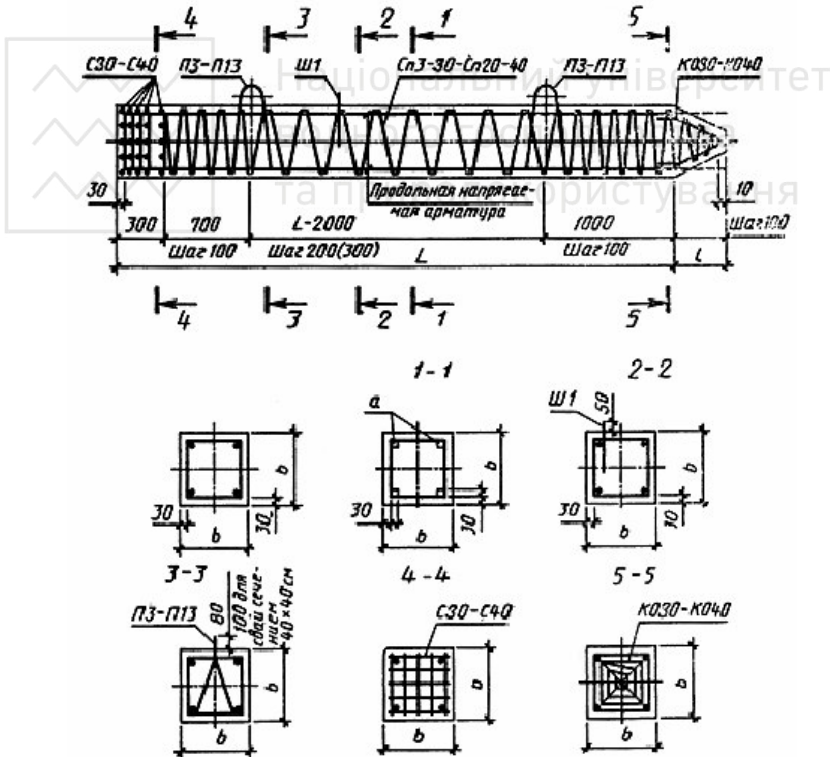


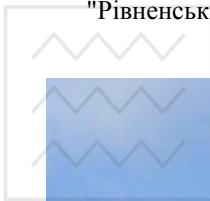
Рис. 4.2. Схема армування палі забивної С 90.30.9,1



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Рис. 4.3. Палі забивні С 90.30.9,1 виготовлені на основі запропонованих складів бетонних сумішей у виробничих умовах ПАТ "Рівненський завод надміцних залізобетонних конструкцій"



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Рис. 4.4. Бетонозмішувальний вузол ТОВ "ЛіхтнерБетон Рівне"



Формування паль здійснювалось у металевих формах. Ущільнення бетонної суміші проводилося шляхом вібрування за допомогою глибинних вібраторів.

Склади пропонованих бетонних сумішей наведені у табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Склад пропонованих бетонних сумішей для високоміцних бетонів

№	Компоненти	Паля С 90.30.9,1 кг/м ³	Важкий фібробетон, кг/м ³	Дрібнозернистий фібробетон, кг/м ³	Важкий бетон, кг/м ³	Дрібнозернистий бетон, кг/м ³
1	Цемент ПЦ І-500	-	500	500	500	500
2	Цемент ПЦ ІІ/А-ІІІ-500	440	-	-	-	-
3	Вода	110	125	150	125	150
4	Щебінь фракції 2-5 мм	-	-	1023	-	1023
5	Щебінь фракції 5-20 мм	520	1252	-	1252	-
6	Щебінь фракції 20-40 мм	760	-	-	-	-
7	Пісок	630	655	837	655	837
8	Суперпластифікатор Melflux 2651 F	2,2	2,5	2,5	2,5	2,5
9	Добавка антифриз FS	6,6	-	-	-	-
10	Фібра Ф60/1	-	60	100		

Після виготовлення зразків були визначені їх нормативні показники якості за ДСТУ Б В.2.6-214:2009 [180]. Випробування



проводилися в науково-дослідній лабораторії будівельних матеріалів і виробів (свідоцтво про атестацію № РТ-0141/2015 від 23.12.2015 р.)

Результати випробувань наведені в табл. 4.4 свідчать про те що фактична міцність бетону, який виготовлений у виробничих умовах відповідає нормативному значенню згідно ДСТУ Б В.2.7-176:2008 [181].

Таблиця 4.4

Результати випробувань запропонованих
складів бетонних сумішей

№	Вид бетону	Рухомість бетонної суміші, см	Міцність, згідно ДСТУ Б В.2.7- 176:2008, МПа	Міцність при стиску у віці діб, МПа			
				1	3	7	28
1	Паля С 90.30.9,1 С 70/85	20	85	44,0	56,1	75,3	89,0
2	Важкий бетон С90/105	20	105	64,0	85,2	97,2	108,0
3	Дрібнозернистий бетон С70/85	18	85	31,5	62,4	77,4	86,0
4	Важкий фібро- бетон С 90/105	18	105	69,0	88,4	100,4	108,8
5	Дрібнозернистий фіробетон С 70/85	16	85	39,1	65,3	79,4	87,4

Таким чином, результати лабораторних досліджень підтверджені випуском дослідних партій бетонних сумішей для виготовлення високоміцних бетонів та сталевібробетонів. За результатами випробувань ТОВ “ЛіхтнерБетон Рівне” та “ПАТ Рівненський завод надміцних залізобетонних конструкцій” прийняли запропоновані рецептури високоміцних бетонів та сталевібробетонів для впровадження у виробництво.



ЗАКЛЮЧЕННЯ

В умовах підвищення потужності засобів озброєння є актуальною задача підвищення захисної здатності оборонних і в т.ч. фортифікаційних споруд, основними матеріалами для яких є бетон та залізобетонні конструкції.

Розрахунок конструкцій фортифікаційних споруд ґрунтується на залежності їх стійкості, як від динамічної енергії при дії вибухових засобів, так і від захисної здатності матеріалу, яка для бетонів та залізобетонних конструкцій залежить від їх міцнісних показників.

В практиці зведення фортифікаційних споруд отримали застосування бетони класів С15...С 30 (М200...350). Разом з тим розрахунки показують, що при збільшенні динамічної міцності бетонів і відповідного зменшення коефіцієнта проникності можливо суттєво збільшити захисну здатність фортифікаційних споруд. Зокрема зменшення коефіцієнта проникності, що характерний при застосуванні бетону М400 до значень, характерних для бетону марок 800...1000 дає можливість зменшити необхідну товщину конструкцій майже у 2 рази, або, відповідно, збільшити їх захисну здатність.

Дану роботу можна поділити на 2 блоки: технологічний (розділи 1...3) і конструктивний (розділи 4...6). В технологічному блоці наведений комплекс експериментально-теоретичних досліджень з розробки технологічних параметрів отримання крупно- та дрібнозернистих ВМШБ та фібробетонів, вивченню їх основних будівельно-технічних властивостей та розробки методології проектування складів бетонів із заданими властивостями. В конструктивному блоці наведені результати випробувань з визначення розрахункових параметрів, необхідних для проектування залізобетонних конструкцій з заданими нормативними параметрами, що включають додатково необхідну динамічну стійкість конструкцій та розробки методології проектування конструкцій захисних фортифікаційних споруд.

Приведені результати комплексних досліджень з розробки технологічних параметрів отримання високоміцних швидкотверднучих та надшвидкотверднучих бетонів. Дослідження



виконувались із застосуванням основних видів портландцементів, що серійно виготовляються в Україні, а також заповнювачів, включаючи некондиційні кам'яні матеріали на основі відсівів каменеподрібнення.

Із застосуванням ефективних хімічних добавок нового покоління, що присутні на ринку України, розроблені склади бетонів класів С80...С100, які набувають міцності у однодобовому віці при нормальному твердінні до 70% від марочної. Регулюванням складів шляхом введення добавок прискорювачів твердіння, показана можливість забезпечення міцності при стиску до 50% від марочної через 12 год.

Застосування таких бетонів дозволяє відмовитись від тепловологісної обробки, що розширює їх можливості при зведенні споруд з монолітних конструкцій, а також суттєво скоротити енергозатрати на тривалість виготовлення при виробництві збірних конструкцій.

Виконані дослідження щодо розробки комплексних хімічних добавок з метою підвищення їх спільного ефекту, зниження вартості. Експериментально показана ефективність органо-мінеральних добавок на основі місцевої сировини.

Вивчено комплекс властивостей, що визначають довговічність ВМШБ, їх усадочні деформації та морозостійкість. Показано можливість та умови застосування бетонів розроблених складів бетонів при знижених температурах.

Виконані дослідження дозволили модифікувати основні відомі розрахункові залежності для прогнозування міцнісних параметрів бетонів залежно від їх складів.

З урахуванням цих залежностей, а також комплексу розрахунково-експериментальних моделей запропоновано методологію розрахунку складів ВМШБ із заданими властивостями.

Один з найкращих різновидів бетонів, що працює в умовах динамічних впливів є сталевібробетон (СФБ).

В Україні накопичений відносно невеликий досвід застосування СФБ, який обмежується класами за міцністю, що не перевищують С40.



В роботі розроблено комплекс технологічних параметрів отримання важкого крупнозернистого та дрібнозернистого СФБ з класами за міцністю при стиску С60...С100.

На першому етапі досліджень був виконаний експериментальний аналіз впливу різних видів сталльної фібри, що пропонується на ринку України, на міцнісні показники СФБ.

За допомогою методів математичного планування експериментів встановлено кількісні оцінки впливу В/Ц, вмісту та виду фібри на міцність при стиску (f_{cm}) та на розтяг при згині ($f_{c.tf}$). Із застосуванням методу “крутого сходження” отримані рекомендації щодо оптимального вмісту сталльної фібри, що забезпечує максимальні міцнісні характеристики.

Встановлено, що застосування дрібнозернистого бетону на досліджуваних видах фібри дозволяє підвищити коефіцієнт ефективності дисперсного армування ($K_{ef} = f_{c.tf} / f_{cm}$) більше ніж у 2 рази у порівнянні з неармованими бетонами і на 20...25% у порівнянні з крупнозернистими. При цьому міцність на розтяг при згині для дрібнозернистого СФБ збільшується в порівнянні з неармованими бетонами в 2,5...2,8 рази.

Додаткові можливості збільшення міцнісних показників забезпечується при орієнтуванні сталльної фібри під час ущільнення в умовах дії постійного магнітного поля. Позитивний ефект від орієнтування може складати до 15% зростання $f_{c.tf}$ при забезпеченні заданої рухомості.

Вивчена кінетика зміни міцності СФБ при їх твердінні до 90 діб. Показано, що відношення $f_{c.tf} / f_{cm}$ для неармованих бетонів, ідентичних за міцністю при стиску (С60...С100) зменшується в часі на 20...25%, а для дрібнозернистих СФБ лише на 10...12,5%.

Важливим показником фібробетонів є залишкова міцність на розтяг при згині, що визначається за діаграмою “навантаження – деформація”. Отримані значення залишкової міцності на розтяг при згині дозволяють визначити характер руйнування СФБ до втрати ними несучої здатності, що важливо враховувати в розрахунках залізобетонних конструкцій.

Вивчена кінетика зміни рухомості СФБ-сумішей та умови забезпечення її необхідної стабільності під час виготовлення і транспортування.



Вивчено вплив рухомості СФБ-сумішей та тривалість їх ущільнення на коефіцієнт розшарування. Показано переваги дрібнозернистого СФБ. При оптимальному складі коефіцієнт розшарування дрібнозернистих сумішей при тривалості ущільнення до 30 с знаходиться в межах 0,7..0,9.

Вивчено комплекс властивостей СФБ, що характеризують особливості їх структури, деформативність та морозостійкість. Показано, що як наслідок покращення структури бетону за рахунок зменшення загальної пористості, збільшення однорідності порового простору, усадка СФБ зменшується 0,4...0,5 мм/м і є практично незначною.

Морозостійкість дрібнозернистих СФБ збільшується в 1,5 рази і досягає марки не менше F800.

З метою вивчення можливості отримання високоміцних СФБ із застосуванням неметалевої фібри був проведений комплекс досліджень з використанням малоклінкерного ШПЦ з вмістом клінкеру 12% і базальтової фібри. Збільшення вмісту мінеральних добавок в цементах ускладнює застосування сталевих фібри і не забезпечує необхідної корозійної стійкості. Отримані експериментально-статистичні моделі дозволили встановити раціональну область технологічних параметрів і вивчити основні властивості базальтофібробетонів (БФБ) на малоклінкерному ШПЦ класів за міцністю при стиску до B60. За основними міцнісними характеристиками такі бетони також можна віднести до високоміцних, хоча за величиною міцності, що досягається, вони поступаються сталевібробетонам.

Виконані експериментальні дослідження та отримані розрахункові залежності дозволили запропонувати розрахунково-експериментальну методологію проектування складів фібробетонів із заданими комплексом нормованих показників. Розроблені відповідні алгоритми для проектування складів крупно- та дрібнозернистих СФБ і БФБ на малоклінкерному ШПЦ та наведені відповідні приклади розрахунку.

В умовах виробництва (Рівненський завод надміцних залізобетонних конструкцій та ТОВ "ЛіхтнерБетон Рівне") на дослідних партіях підтверджена можливість отримання



високоміцних бетонів та конструкцій на їх основі а також СФБ із застосуванням запропонованих складів.

В національних нормах проектування залізобетонних конструкцій ДБН В.2.6–98:2009 “Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” встановлені розрахункові та нормативні параметри для залізобетонних конструкцій на основі бетонів класів до С60. В даній роботі вперше в нашій країні отримані експериментальні дані, що дають можливість проектувати залізобетонні конструкції з урахуванням характеристичних та розрахункових значень відповідних конструктивних параметрів на бетонах класів до С100. Експериментально визначені для даних бетонів значення їх призмової міцності, міцності на розтяг, максимальних та граничних деформацій, а також модуля пружності.

Особливістю розроблених високоміцних швидкотверднучих бетонів (ВМШБ) є набір ними у віці 1 доби до 0,65 від 28-добової призмової міцності на стиск та 0,8 – при випробуваннях на розтяг. Це дає можливість проектувати залізобетонні конструкційні елементи, що мають високу несучу здатність в ранньому віці.

Введення у бетон модифікуючих добавок дозволило, як показали експериментальні дані, дещо збільшити їх деформативні властивості і зменшити модуль пружності при однакових класах бетону. Встановлення основних міцнісних та деформативних параметрів при статичних навантаженнях дозволило побудувати діаграми механічного стану ВМБ та фібро бетону, теоретично описати їх відповідними розрахунковими залежностями згідно діючих нормативних документів.

Запропоновано метод та створено конструкцію дослідної установки по випробуванню зразків матеріалів та елементів конструкцій динамічним навантаженням, яка дозволяє отримувати комплекс необхідних експериментальних даних. На відміну від існуючих аналогів розроблений метод полягає у прямому визначенні міцнісних характеристик матеріалів при динамічних впливах.

Теоретично обґрунтовані та експериментально підтверджені залежності динамічних характеристик різних видів



бетонів та фібробетонів з поздовжнім армуванням та без нього від основних параметрів.

Обґрунтовано ефективне використання дрібнозернистого сталевіробетону у захисних фортифікаційних спорудах. Отримані високі параметри динамічної міцності дрібнозернистих сталевіробетонів. Показано ефективність використання дрібнозернистих сталевіробетонів при дослідженні на пробій.

Розроблена методологія проектування захисних фортифікаційних споруд, яка дозволяє доєднати розрахунки з вибору виду бетонів і фібробетонів та їх складів з розрахунками конструктивних параметрів. Методологія включає також розрахунки на пробиваючу дію снарядами різного типу захисних фортифікаційних споруд, забезпечення умов міцності на згин за нормальними і похилими перерізами. Вона базується на енергетичних моделях опору залізобетонних елементів та конструкцій. Отримані загальні вирази міцності нормальних та похилих перерізів згинальних елементів із важкого, дрібнозернистого бетону, фібробетону та залізобетону. Показана можливість розрахунку захисних, як суцільних, так і багатошарових конструкцій фортифікаційних споруд із використанням нелінійних діаграм деформування матеріалів при дії високошвидкісних ударів.

На базі розробленої методології та проведених експериментально-теоретичних досліджень запроєктовані та виготовлені дослідні залізобетонні конструкції фортифікаційних споруд. Чисельне моделювання підтвердило можливість опору запроєктованої конструкції плити ударним впливам основним типам стрілецької зброї.

Проведені розрахунки стосуються ударного впливу при швидкості до 1000 м/с. При продовженні роботи пропонується провести дослідження стійкості до високошвидкісних впливів.

В роботі наступного року планується продовжити дослідження, направлені на підвищення динамічної міцності бетонів за рахунок введення полімерних, демпфуючих та інших добавок, розробку конструкцій різних видів з підвищеною захисною здатністю та їх випробування в умовах військових полігонів з підготовкою відповідних рекомендацій.



СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Фере Р. Технология строительных вяжущих материалов. Пер. с франц. Под ред. Н. Н. Лямина. – С – П, :1902. – 132 с.
2. Шейкин А. Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня / А. Е. Шейкин. – М. : Стройиздат, 1974. – 192 с.
3. Ицкович С. М. и др. Технология заполнителей бетона: Учеб. для строит. вузов по спец. «Производство строительных изделий и конструкций»/ С. М. Ицкович, Л. Д. Чумаков, Ю. М. Баженов. – М. : Высш. шк., 1991. – 272 с.
4. Крупнопористый бетон (Технология и свойства) / С. М. Ицкович. – Москва : Стройиздат, 1977. – 119 с.
5. Дворкин Л. Й. Основи бетонознавства / Л. Й. Дворкін, О. Л. Дворкін // – К. : Основа, 2007. – 616 с.
6. Пауэрс Т. Физическая структура портландцементного теста / Т. Пауэрс // Химия цементов: сб. тр. – М., 1969. – С. 300–319.
7. Дворкин Л. И. Оптимальное проектирование составов бетонов. – Львов : Вища шк., 1989. – 160 с.
8. Скрамтаев Б. Г. Способы определения состава бетона различных видов / Б. Г. Скрамтаев, П. Ф. Шубенкин, Ю. М. Баженов. – Москва: Стройиздат, 1966.
9. Баженов Ю. М. Технология бетона / Ю. М. Баженов // М. : Высш. школа, 1987. – 449 с.
10. Шейкин А. Е. Структура и свойства цементных бетонов / А. Е. Шейкин, Ю. В. Чеховский, М. И. Бруссер. М. : Стройиздат, 1979. – 344 с.
11. Сизов В. П. Проектирование составов тяжелого бетона. М.: Стройиздат, 1980. – 144 с.
12. Кайсер Л. А. Цементы и их рациональное использование при производстве сборных железобетонных изделий / Л. А. Кайсер, Р. С. Чехова // – М. : Стройиздат, 1972. – 80 с.
13. Ахвердов Н. И. Основы физики бетона. – М. : Стройиздат, 1981. – 464 с.



14. Грушко И. М. Прочность бетонов на растяжение / И. М. Грушко, А. Г. Ильин, С. Д. Чихладзе // Харьков : Изд-во ХГУ, 1973. – 155 с.
15. Михайлов Н. В. Основные принципы новой технологии бетона и железобетона. – М. : Госстройиздат, 1961.–52 с.
16. Запорожец И. Д. Тепловыделение бетона / И. Д. Запорожец, С. Д. Окорочков, А. А. Парийский. – Ленинград Москва: Стройиздат, 1966. – 314 с.
17. Бутт Ю. М. Технологія в'язучих речовин / Ю. М. Бутт, С. Д. Окорочков, М. М. Сичов – М. : Вища. школа, 1965. – 619 с.
18. Волженский А. В. Минеральные вяжущие вещества / А. В. Волженский. – М. : Стройиздат, 1973. – 479 с.
19. Kostuch J. A. Walters G. V., Jones T. K. High performance concrete incorporating metakaolin – a review // Concrete 2000 Conference, University of Dundee. September 1993.
20. Гридчин А. М., Особенности производства вяжущих низкой водопотребности и бетона на его основе с использованием техногенного полиминерального песка. Информационный научно-технический журнал „СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ОБОРУДОВАНИЕ, ТЕХНОЛОГИИ XXI ВЕКА“ № 1 (36)/2002.
21. Батраков В. Г. Суперпластификаторы - исследования и опыт применения// Применение химических добавок в технологию бетона / МДНТП. – М. : Знание, 1980. – С. 29–36.
22. Дорошенко Ю. М. Добавки, повышающие прочность и водонепроницаемость цементных бетонов/ Ю. М. Дорошенко, В. Б. Вишневыский, В. В. Чистяков // Повышение долговечности конструкций водохозяйственного назначения. Тезисы докладов Всесоюзной конференции . – Ростов-на-Дону, 1981. – С. 133–135.
23. Powers T. C., Brownyard T. L. Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste. – J. Am. Concrete Inst. Proc., 43, 1947. – 101–132 p.p.



24. Дворкин Л. И. Оптимальное проектирование составов бетона. – Львов: Вища шк., 1981. – 160 с.
25. Locher F. W. Cement principles of production and use. - Dusseldorf: Verlaq Bau+Technic YmbH, 2006. – 535 p.
26. Батраков В. Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. – М., 1998. – 768 с.
27. Ратинов В. Б. Добавки в бетон / В. Б. Ратинов, Т. М. Розенберг – М.: Стройиздат, 1989. – 188 с.
28. Кравченко И. В. Высокопрочные и особо-быстротвердеющие портландцементы /И. В. Кравченко, М. Т. Власова, Б. Э. Юдович – М.:Стройиздат, 1971.–233с.
29. Баженов Ю. М. Модифицированные высококачественные бетоны. Ю. М. Баженов, В. С. Демьянова, В. И. Калашников. – М.: Ассоциация строительных вузов. – 2006. – 368 с.
30. Дворкін Л. Й. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Л. Й. Дворкін, О. Л. Дворкін, В. В. Житковський // Рівне: НУВГП, 2011. – 174 с.
31. Вознесенский В. А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ. / В. А. Вознесенский, Т. В. Ляшенко, Б. Л. Огарков. – К. : Высшая школа, 1989. – 328 с.
32. Метакраолін в будівельних розчинах і бетонах / [Дворкін Л. Й., Лушнікова Н. В., Рунова Р. Ф. та ін.] – Монографія. – КНУБіА: Київ, 2007. – 216 с.
33. Силина Е. С., Шейнфельд А. В., Жигулев Н. Ф., Борыгин С. Т. Свойства бетонных смесей с модификатором бетона МБ-01 // Бетон и железобетон. – 2000. – № 1. – С. 3–6.
34. Larbi J. A. and Bijen J. M. PhD Thesis, Delft University, Ch 8, 1991.
35. Wild S., Khatib J. and Jones A. Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticised metakaolin concrete // Cement and Concrete Research. – 1996. – № 26 (10). – P. 1537–1544.
36. Bai J., Sabir B. B., Wild S., Kinuthia J. M. Strength



- development in concrete incorporating PFA and metakaolin // Magazine of Concrete Research. – 2000. – № (52) 3. – P. 153–162.
37. Ambroise J., Maximilien S., Pera J. Properties of metakaolin blended cements // Advanced Cement Based Materials. – 1994. – № 1. – P. 161-168.
 38. Dvorkin L. J., Dvorkin O.L., Bezusyak O.V. Lusnikova N.V. Self-compacting concrete with metakaolin admixture // Ibausil - Internationale Baustofftagung, Tagungsbericht.– Weimar: Institut für Baustoffkunde, 2003. – Band 2. – S. 2–0503 – 2–0510.
 39. Дуамбеков М. С. Оптимизация процесса формирования мелкозернистых бетонных смесей с микронаполнителями.: Автореф. дис. к. т. н. М., 1989.–17с.
 40. Будівельні матеріали. Пісок із відсівів дроблення вивержених гірських порід для будівельних робіт. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-210:2010 [Чинний від 2011-29-11]. – Київ: Мінрегіонбуд України.
 41. Чарнецки Л. Будущее бетона / Л. Чарнецки, В. Курдовски // Збірник праць ІХ Міжнародної науково-практичної конференції. – Запоріжжя, 2007. – С. 13–21.
 42. Dunaszegi Laszlo, “HPC for Durability of the Confederation Bridge,” HPC Bridge Views, Federal Highway Administration and National Concrete Bridge Council, Portland Cement Association, September/October 1999, p. 2.
 43. Meschino M., and Ryell J., “Bottom-Up Construction of 31 Meter High Reinforced Concrete-Filled Steel Columns for the Greater Toronto Airports Authority New Terminal Building,” presented at the ACI Convention, Toronto, October 2000.
 44. Тейлор Х. Химия цемента./ Х. Тейлор // - М. : Мир, 1996. – 560 с.
 45. Шейкин А. Е. Цементные бетоны высокой морозостойкости / Л. М. Добшиц // Ленинград: Стойиздат, 1989.– 127 с.
 46. Воюцкий С. С. Курс коллоидной химии / Воюцкий С. С. – Москва: Химия, 1975. – 512 с.



47. Урьев Н. В. Высококцентрированные дисперсные системы /Н.В. Урьев // М.: Химия – 1980. – 320 с.
48. Bickley J. A. The CN Tower, Concrete International / J. A. Bickley, S. Sarkar, M. Langlois // American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, August 1992, pages 51 to 55.
49. Метелицын И. Г. Бетоны высокой морозостойкости из бетонных смесей высокой подвижности: Автор. дис. д-ра техн. наук. – М., 1981. – 22 с.
50. Горчаков Г. И. Структура и морозостойкость гидротехнического бетона с добавкой золы-уноса ТЭС / Г. И. Горчаков, А. Б. Набоков, С. Ф. Притула // Материалы конф и совещаний по гидротехнике – Л.: Энергия. – 1978 - вып 118. – С. 80–85.
51. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення морозостійкості. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-47-96 [Чинний від 1995-22-11]. – Мінбуд Росія.
57. Аболинын Д. С. Сопротивление фибробетона изгибу и растяжению / Д. С. Аболиныи, В. К. Кравинскис // Расчет и оптимизация строительных кон структурций. – Рига, 1974. – С. 47–54.
58. Свойства волокон и бетона, армированного волокнами. Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). – М. – 1974. – Вып.14. – С. 12–15. – Сер.7. (Строительные изделия и конструкции).
59. Прочность на излом бетона, армированного волокнами. Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). – М, 1980. – Вып. 10. – С. 4–6.
60. Павленко В. И. Свойства фибробетона и перспективы его применения: аналит. обзор. / В. И. Павленко, В. Б. Арончик; Латв. Респ. ин-т науч.-техн. информ. и пропаганды. – Рига, 1978. – 96 с.
61. Рыбасов В. П. Исследование свойств бетона, армированного стальными волокнами / В. П. Рыбасов //



- Новые материалы и изделия в строительстве. – М., 1982. – С. 36–38.
62. Курбатов Л. Г. Некоторые вопросы технологии и технико-экономической эффективности сталефибробетона / Л. Г. Курбатов // Производство строительных изделий и конструкций. – Л. : 1979. – С. 38–42.
 63. Курбатов Л. Г. Об эффективности бетонов, армированных стальными фибрами / Л. Г. Курбатов, Ф. Н. Рабинович // Бетон и железобетон. – 1980. – № 3. – С. 6–8.
 64. Рабинович Ф. Н. Дисперсно-армированные бетоны / Ф.Н. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1989. – 176 с.
 65. Горлов Ю. П., Технология теплоизоляционных материалов // Ю. П. Горлов, А. П., Меркин А. А. Устенко М.: Стройиздат, 1980. – 399 с.
 66. Воробьев Х. С. Дисперсно-армированный ячеистый бетон / Х. С. Воробьев, Бортников В. Г., Данилова С. Г. // Рига, ЛатИНТИ, 1975. – С. 39–43.
 67. Курбатов Л. Г. Опыт применения сталефибробетона в инженерных сооружениях / Л. Г. Курбатов, М. Я. Хазанов, А.Н. Шустов // – Л.: ЛДНТП, 1982. – 28 с.
 68. Бурангулов Р. И. Забивные сваи повышенной ударостойкости из бетона с фибровым армированием / Р. И. Бурангулов, З. Б. Мишелова, Н. Ш. Юлдашев / М.: ЦБНТИ. Строитво в районах Урала и Зап.Сибири СССР. Серия: Совершенствование базы строительства, 1987, вып.1. – С. 36–38.
 69. Копытин В. П. Ударная вязкость дисперсно-армированного бетона // Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них / – Рига : ЛатИНТИ, 1975. – С. 86–90.
 70. Лобанов И. А. Ударостойкость фибробетонов, армированных низкомолекулярными синтетическими волокнами / И. А. Лобанов, Ю. В. Пухаренко, Ю. А. Гурашкин // Технология и долговечность дисперсно-армированных бетонов / – Л. : ЛенЗ – НИИЭП, 1984. – С. 92–96.
 71. FibrousConcrete in the USA and UK. «Precast Concrete»,



- 1972, № 10, 613–616.
72. Рамачандран Ю. Наука о бетоне: Физико-химическое бетоноведение / Ю. Рамачандран, Р. Фельдман, Дж. Бодуэн // Пер. с англ. под ред. В. Б. Ратинова / М., 1986. – 278с.
 73. Родов Г. С. Опыт применения стальных фибр диаметром 2мм и фибр из отработанных тросов для производства забивных свай / Г. С. Родов, Б. В. Лейкин, В. С. Стерин // Экспресс-информ. / ЦБНТИ. Строит, в районах Урала и Зап. Сибири СССР. Серия: Совершенствование базы строительства, 1987, вып.1. – С. 31–33.
 74. Воронцов М. П. Резервы экономии материальных и энергетических ресурсов на предприятиях сборного железобетона / М. П. Воронцов, Ю. В. Пухаренко. Л., 1986. – 28 с.
 75. Бетон, армированный волокнами // Строительство и архитектура: реф. ин-форм. (ЦИНИС). – М. – 1975. – Вып.22. – С. 13-14. – Сер.7. (Строительные материалы и изделия).
 76. Пухаренко Ю. В. Высокопрочный сталефибробетон / Ю. В. Пухаренко В. Ю. Голубев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 9. – С. 40–41.
 77. Пухаренко Ю. В. Научные и практические основы формирования структуры и свойств фибробетонов: Дис. д-ра. техн. наук / Ю. В. Пухаренко; СПбГАСУ. – СПб, 2005.
 78. Влияние некоторых характеристик отрезков стальной проволоки на свойства бетона, армированного этими отрезками // Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). – М. – 1974. – Вып.17. – С. 6–8. – Сер.7. (Строительные материалы и изделия).
 79. Голубев В. Ю. О методах определения вязкости разрушения высокопрочного бетона / В. Ю. Голубев // Доклады 65-й научной конференции профессоров, преподавателей, научных руководителей, инженеров и аспирантов университета. Ч.1. – СПб: СПбГАСУ, 2008. – С. 205–207.
 80. Пухаренко Ю. В. О вязкости разрушения фибробетона /



- Ю. В. Пухаренко, В. Ю. Голубев // Вестник гражданских инженеров. – 2008. – № 3(16). – С. 80–83.
81. Пухаренко Ю. В. Проектирование состава и исследование свойств высокопрочного сталефибробетона / Ю. В. Пухаренко, И. У. Аубакирова, В. Ю. Голубев // III третья международная выставка-конференция «Популярное бетоноведение 2009»: сб. докл., 2009. – С. 74–79.
82. Растяжимость и начало образования трещин в бетоне, армированном отрезками стальной проволоки. Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). – М. – 1975. – Вып.9. – С. 9–12. – Сер.7. (Строительные изделия и конструкции).
83. Ставров Г. Н. Состояние и перспективы применения сталефибробетона в конструкциях, подверженных динамическим воздействиям / Г. Н. Ставров, В. П. Романов, И. Д. Захаров // Применение сталефибробетона в строительстве. – Л.: 1985. – С. 55–58.
84. Григорьев В. И. Напряженно-деформированное состояние сталефибробетонных изгибаемых элементов при импульсном воздействии: Автореф. дис. канд. техн. наук / В. И. Григорьев; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. – Л., 1987. – 24 с.
85. Курбатов Л. Г. Трещиностойкость и раскрытие трещин в изгибаемых стале-фибробетонных элементах / Л. Г. Курбатов, В. Н. Попов // Пространственные конструкции в гражданском строительстве. – Л.: 1982. – С. 33–42.
86. Рабинович Ф. Н. О пределе трещиностойкости мелкозернистого бетона, армированного стальными фибрами / Ф. Н. Рабинович, В. П. Романов // Механика композиционных материалов. – 1985. – № 2. – С. 277–283.
87. Ковалева А. Ю. Формирование макроструктуры сталефибробетонов (на примере токарной фибры): Дис. канд. техн. наук / А. Ю. Ковалева; СПбГАСУ. – СПб, 2001.
88. Гулимова Е. В. Исследование коррозионной стойкости



- арматуры в стале-фибробетоне: Автореф. дис. канд. техн. наук / Е. В. Гулимова; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. – Л., 1980. – 23 с.
89. Лобанов И. А. Основы технологии дисперсно-армированных бетонов (фибробетонов): Дис. д-ра. техн. наук / И. А. Лобанов; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. – Л., 1982.
90. Серенко А. Ф. Дисперсно-армированные бетоны высокой морозостойкости с добавками ПАВ: Автореф. дис. канд. техн. наук / А. Ф. Серенко; Ленингр. ин-т инженеров ж.-д. транспорта. – Л., 1989. – 23 с.
91. Копацкий А. В. Влияние диаметра фибровой арматуры на ее коррозионную стойкость / А. В. Копацкий, В. М. Ефремова // Исследования тонкостенных пространственных конструкций и технология их изготовления. – Л.: 1980. – С. 112–116.
92. Блещик Н. П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и прессвакуумбетона / Н. П. Блещик. – Минск: Наука и техника, 1977. – 232 с.
93. Тупицина В. Н. Исследование дисперсно-армированного бетона и железобетона в условиях многократного замораживания до температуры -50°C : Авто-реф. дис. канд. техн. наук / В. Н. Тупицина; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. – Л., 1982. – 22 с.
94. Александров В. Н. Сталефибробетонная тоннельная обделка для строящегося тоннеля метрополитена в Санкт-Петербурге / В. Н. Александров, Ю. И. Тетерин, Э. Ю. Бычкова // Пространственные конструкции в новом строительстве и при реконструкции: Тр. международного конгресса МКПК-98. – 1998. – С. 739–743.
95. Бабков В. В. Водопропускные трубы и малопролетные насыпные арочные мосты на основе сталефибробетона в автодорожном строительстве / В. В. Бабков, И. В. Недосенко, Р. Ш. Дистанов, М. А. Ивлев, Ю. Д. Федотов, И. Б. Струговец, М. М. Латыпов // Бетон и железобетон. 2009. № 2. – С. 4–6.
96. Арончик В. Б. Проектирование оптимальных вариантов



- аэродромных покрытий / В. Б. Арончик, В. И. Павленко, Д. Е. Шнайдер // Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них: тезисы докладов и сообщений. – 1975. – С.34–38.
97. Латыпов М. М. Фибробетон в производстве дорожных плит / М. М. Латыпов, И. Б. Струговец, В. В. Бабков, И. В. Недосенко // Строительные материалы. 2009. № 11. – С. 50–51.
98. Морозов В. И. Эффективность применения фибробетона в конструкциях при динамическом воздействии. / В. И. Морозов, Ю. В. Пухаренко // Вестник МГСУ. –2014, – № 3, – С. 189–196.
99. Рабинович // Конверсия в машиностроении. – 2000. – №8. – С. 87–88.
100. Рабинович Ф. Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технологии, конструкции. Монография. – М.: Изд. АСВ, – 2006. – 560 с.
101. Рабинович Ф. Н. О международном опыте применения сталефибробетона в тоннельном строительстве / Ф. Н. Рабинович // ПГС. – 1996. – № 2. – С. 45–47.
102. Русанов В. Е. Определение прочностных и деформационных свойств сталефибробетона для расчета тоннельных обделок / В. Е. Русанов // Вестник МГСУ. 2010. № 2. – С. 234–235.
103. Струговец И. Б. Водопропускные трубы на основе модифицированного сталефибробетона М.: Стройиздат, 1974 – С. 27–30.
104. Струговец И. Б. // Автореферат на соискание ученой степени к.т.н.– Самара. – 2005. – 26 с.
105. Талантова К. В. Эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций для дорожного строительства / К. В. Талантова, Н. М. Михеев, Л. А. Хвоинский // Бетон и железобетон. – 2002. – № 3. – С. 6–8.
106. Guidance for the design of steel-fibre-reinforced concrete //



Concrete Society Technical Report. – 2007. – pp.92.

107. MACCAFERRY. Fibers as structural element for the reinforcement of concrete. Technical manual. <http://maccaferribalkans.com/al/docs/documents/broshura/fibers.pdf>.
108. Moyson D. Precast tunnel segment in SERC, NV. Bekaert SA. Belgium. – 1990.
109. Позняк О. Р. Самоущільнювальний бетон, армований базальтовою фіброю / О. Р. Позняк, М. С. Стечишин // Матеріали науково-практичної конференції "Визначення вартості об'єктів будівництва, проектних, будівельно-монтажних та ремонтно-будівельних робіт із застосуванням сучасних технологій і матеріалів". – Івано-Франківськ, 2014. –С. 47.
110. Позняк О. Р. Физико-химические особенности процессов гидратации модифицированных цементирующих систем / О. Р. Позняк, У. Д. Марущак, И. И. Киракевич. – Сб. докл. 3-го (XI) Междунар. совещания по химии и технологии цемента. – М. : Экспоцентр, 2009. – С. 174–178.
111. Баженов Ю. М. Модифицированные высокопрочные бетоны — / Ю. М. Баженов, О. О. Демьянова, В. И. Калашников. – М.: Издательство Ассоциация строительных вузов, 2006. – 368 с.
112. Рамачандран В. Наука о бетоне / В. Рамачандран, Р. Фельдман, Дж. Бодуен. – М.: Стройиздат, 1986. – 278с.
113. Материалы, армированные волокнами. Пер. с англ. Л. И. Сычевой, А. В. Воловика / М. : Стройиздат, 1982. – 180 с.
114. Дворкин Л. И. Экспериментально-статистические модели свойств литых высокопрочных бетонов с комплексной добавкой на основе метаксаолина / Л. И. Дворкин, Н.В. Лушникова //Материалы международного семинара по моделированию и оптимизации композитов МОК'44. - Одесса: Астропринт, 2005. – С. 55.
115. Ставров Г. Н. Влияние фибрового армирования на



- прочность бетона при динамических нагружениях / Г. Н. Ставров, В. П. Романов, И. Д. Захаров // Технология изготовления и свойства новых композиционных строительных материалов: Межвуз. темат. сб.тр. / Л., 1986. – С. 49–57.
116. Боровских И. базальтофибробетон: автореф. И. В. Боровских. – Казань, 2009. Высокопрочный тонкозернистый дис. канд. техн. наук: 05.23.05 /–20 с.
117. Gameliak I. Determination of geosynthetic materials resistance to cyclic loading / I. Gameliak, G. Zhurba, V. Kostryckyy, L. Dmitrenko // Proceedings of the Intern. Conference on Geosynthetics. – Vol. 3, Guarujá, Brazil, 2010. – P. 631–634.
118. Самоущільнювальні бетони зі швидким наростанням міцності / [Кіракевич І. І., Марущак У. Д., Саницький М. А., Стечишин М. С] // Теорія і практика будівництва : Вісник НУЛП. – Львів, 2012. – № 737. – С. 153–158.
119. BS EN 14889-1:2006 – Фібра для бетонів. Стальна фібра. Позначення, специфікація, конфігурація.
120. Баженов Ю. М. Новый век: новые эффективные бетоны и технологии / Ю. М. Баженов, В. Р. Фаликман // Материалы I Всероссийской конференции по бетону и железобетону. – М., 2001. – С. 91–101.
121. Дворкін Л. Й. Проектування складів бетону / Л. Й. Дворкін, О. Л. Дворкін // Рівне: НУВГП, 2015. – 353 с.
122. Рабинович Ф. Н. Дисперсно армированные бетоны. – М. : Стройиздат, 1989. – 174 с.
123. СТО НОНСТРОЙ 2.27.125 – 2013
124. Дворкин Л. И. Основы бетоноведения / Л. И. Дворкин, О. Л. Дворкин// М.: С-Петербург. – 2006. – 692 с.
125. Powers T. C., Brownyard T. L. Studies and physical properties of hardened Portland cement paste. – Proc. Amer. Concrete Inst., 1947, № 43.
126. Ахмеднабиев Р. М. Влияние различных волокон на



- свойства фибробетонов / Р. М. Ахмеднабиев, А. М. Калимов, Н. Ю. Кравчук // XXII Международная заочная научно- практическая конференция «Технические науки – от теории к практике». – 2013. – С.54 – 58.
127. Калашников В. И. Геометрические параметры фибры для высокопрочных бетонов / В. И. Калашников, Ю. П. Скачков, С. В. Ананьев, И. Ю. Троянов // Региональная архитектура и строительство. 2011. № 1. С. 27–33.
128. Карпенко Н. И. Исследование физико-механических и реологических свойств высоко- прочного сталефибробетона / Н. И. Карпенко, В. И. Травуш, С. С. Каприелов, А. В. Мишина, А. А. Андрианов, И. М. Безгодков // Архитектура и строительство. 2011. № 1. С. 106–113.
129. Лысенко Е. Ф. Исследование физико-механических свойств сталефибробетона растянутой зоны изгибаемых элементов / Е. Ф. Лысенко, Г. В. Гетун // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1989. № 9. С. 26–29.
130. Мишина А. В. Влияние возраста высокопрочного сталефибробетона на его физико- механические и реологические свойства // Автореферат дис. на соискание уч. степени к.т.н. – М.: – 2013. – 22 с.
131. Мишина А. В. Изменение физико-механических характеристик высокопрочных стале- фибробетонов во времени / А. В. Мишина // Строительство и реконструкция. – № 6(38). – 2011, – С. 70–74.
132. Мишина А. В. Физико-технические свойства сверхвысокопрочного сталефибробетона / А. В. Мишина, И. М. Безгодков, А. А. Андрианов // Вестник МГСУ. – 2011. – Т.2. – № 3. – С. 159–165.
133. Свиридов Н. В. Бетон с прочностью 150 МПа на рядовых портландцементях / Н. В. Свиридов, Б. Г. Коваленко // Бетон и железобетон. – 1990. – № 2. – С. 21–22.
134. Свиридов Н. В. Механические свойства особо прочного



- цементного камня / Н. В. Свиридов, Б. Г. Коваленко, В. М. Чесноков // Бетон и железобетон. – 1991. – № 2. – С. 7–9.
135. Черноусов Н. Н. Изгибаемые сталефиброшлакобетонные элементы / Н. Н. Черноусов, Р. Н. Черноусов // Бетон и железобетон. – 2010. – № 4. – С. 7–11.
136. Delplace Gilles. Precast thin UHPFRC curved shells in a waste water treatment plant / Delplace Gilles, HajarZi;ul, Simon Alain, ClianutSandriue, Weizmaun Luc // RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete. –France. –Marseille. –2013. – pp.49–58.
137. Kolsky H. An investigation of the mechanical properties of material at very high rates of loading// Proc. Phys. Soc. (London). – 1949. Vol. 62B. – pp. 676–700.
138. Naaman, A. E. Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement composites / A.E. Naaman // Journal of advanced concrete technology. – 2003. – № 1. – pp. 241–252.
139. Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fibre Reinforced Concrete Structures, by Concrete Committee of Japan Society of Civil Engineers (JSCE) 2006.
140. Капустин— Д. Е. Прочностные и деформационные характеристики несъемной сталефибробетонной опалубки как несущего элемента железобетонных конструкций: Дис. кан. техн. наук / Д. Е. Капустин. – Москва, 2015.
141. Вольф И. В. Расчет состава шлакобетона и обычного бетона по удельному расходу воды и цемента / И. В. Вольф. – Киев: Изд-во Акад. архитектуры УССР, 1953. – 9 с.
142. Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них. // Тезисы докладов и сообщений (ЛатИНТИ). – Рига, 1975. – 46 с.
143. Кравинскис В. К. Исследование прочности и деформативности иглобетона при статическом нагружении: Автореф. дис. канд. техн. наук / В. К. Кравинскис. – Рига, 1974. – 24 с.
144. Куликов А. Н. Экспериментально-теоретические



- исследования свойств Фибробетона при безградиентном напряженном состоянии в кратковременных испытаниях: Автореф. дис. канд. техн. наук / А. Н. Куликов; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. – Л., 1974. – 22 с.
145. Курбатов Л. Г. Многослойные сферические оболочки для передвижных домов / Л. Г. Курбатов, А. А. Купцов, И. С. Луценко // Бетон и железобетон. – 1973. – № 5. – С. 19–20.
 146. Трамбовецкий В. П. Фиброармированные материалы за рубежом / В. П. Трамбовецкий // Строит, материалы за рубежом. – 1973. – № 5. – С. 45–47.
 147. Фибробетон в США и Великобритании. // Строит, материалы за рубежом. – 1973. – № 3. – С. 11–16.
 148. Захаров И. Д. Сравнительные испытания железобетонных и стафибробетонных плит полов / И. Д. Захаров, А. А. Купцов, В. П. Романов // Пространственные конструкции в гражданском строительстве. – Л.: 1982. – С. 50–52.
 149. Копанский Г. В. К вопросу о подборе состава сталефибробетонной смеси / Г. В. Копанский, Л. Г. Курбатов // Производство строительных изделий и конструкций. – Л.: 1982. – С. 151–154.
 150. Обухов А. Н. Сталефибробетон роликового прессования с применением напрягающего цемента. // Автореф. на соиск. зв. к.т.н. – М., 1988. – 23 с.
 151. Беленький В. Н. Роторно-ударная технология приготовления фибробетонной смеси. // в кн. Дисперсно армированные бетоны и конструкции из них. – Рига: ЛАГИНТИ, 1975. – 141 с.
 152. Курбатов Л. Г. Экспериментальные конструкции из бетона, армированного стальными фибрами. // в кн.: Фибробетон и его применение в строительстве. // сб. научн. тр. – М.: НИИЖБ, 1979. – С. 173.
 153. Копанский Г. В. Структура армирования сталефибробетона и ее технологическое обеспечение. // автореф. на соиск. зв. к.т.н. – Л., 1985. – 23 с.
 154. Коротышевский О. В. Использование метода раздельной



- укладки при изготовлении изделий из сталефибробетона.
// в кн. Фибробетон и его применение в строительстве. –
М.: НИИЖБ, 1979. – С.173.
155. А.С. СССР № 1694555. Шабловский Е. А., Снятков С. В.
Способ приготовления фибробетонной смеси. – опубл.
30.11.91.
156. Патент № 1673446 SU. Дразнер И.М. и др. Способ
изготовления бетонных изделий. – опубл. 30.08.91.
157. Патент № 1660966 SU. Андреев И.А. и др. Способ
изготовления фибробетонных изделий. – опубл. 07.07.91.
158. Шакиров С. Ю., Шарипов Д. В. Дисперсно армированный
бетон в электромагнитном поле. «Строительство и
архитектура Узбекистана» 1979. – С. 14–15.
159. А.С. СССР № 476989 МКИ В28В 1/52 Способ
изготовления фиброармированных бетонных изделий./
Беспалов В. В. – опубликован 10.10.75.
160. Матус Є. П. Вплив магнітного поля на структуру і
властивості цементно-піщаного сталефібробетону:
автореферат дис. на здобуття наукового ступеня канд. тех.
наук: спец. 05.23.05 «Будівельні матеріали та вироби» / Є.
П. Матус; Новомосковський архітектурно-будівельний
університет. – Новосибірськ, 2000. – 20 с.
161. Патент Росії № 99113551/03(013855) від 21.06.1999
В28В 1/52.
162. Ключев С. В. Високоміцний фібробетон для промислового
та цивільного будівництва // Журнал цивільного
будівництва. – 2012. – № 8 – С. 61–66.
163. Будівельні матеріали. Цементи загально будівельного
призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46:2010
[Чинний від 2011-01-09]. – Київ: Мінрегіонбуд України
164. Будівельні матеріали. Цементи загально будівельного
призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46:96
[Чинний від 1997-01-01]. – Київ: Укрдіцемент
165. Дорошенко О. Ю. Дисперсно-армований бетон - надійний



- та ефективний матеріал для транспортного будівництва // Транспортное строительство Украины. – 2006. – № 4. – С. 23–25.
166. Bach. Untersuch under von Cranit in bezugraut Zug // Druck Bilgungs und Schubfestigkeit, sowie in Hinsicht aut Zug – Druck, Bilgungs elastizietat, – zeitschz, des VDI. – 1987. – № 9, VXXXXI.– S. 241 – 252.
167. Столяров Я. В. Введение в теорию железобетона / Я.В. Столяров. – М., Л.: Государственное издательство строительной литературы, 1941. – 448 с.
168. Столяров Я. В. Теория железобетона на экспериментальной основе / Я. В. Столяров. – Х.: ОНТИ – ГНТИУ, 1934. – 224 с.
169. Берг О. Я. Исследование напряженного и деформированного состояния бетона при трехосном сжатию [Текст] / О. Я. Берг, Г. Г. Соломенцев // Труды Всесоюзного НИИ транспорта, строительства. – М., 1969. – Вып. 70. – С. 106–123.
170. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
171. Карпенко Н. И. К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 2002.– № 5 –С.19–23.
172. Карпенко Н. И. О современных построениях общих критериев прочности бетонных и железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 1997.– № 3 – С. 4–7.
173. Бамбура А. М. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. – Москва, 2001.– 2-я книга. – С. 750 – 757.
174. Бамбура А. М. Точність і надійність розрахункового



- апарату на основі реальних діаграм деформування бетону та арматури і деформаційного методу розрахунку / Бамбура А. М., Безбожна М. С. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Вип. 16. Ч. 2. – Рівне, 2008. – С. 55–60.
175. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452 – 80.
176. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.
177. Бамбура А. Н., Гурковский А. Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник.- Київ: НДБК, 2003.– Випуск 59. – Книга 1. – С. 121–130.
178. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. [Чинний від 2010-01-01]. – Київ: Мінрегіонбуд України
179. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ) ДСТУ 3760:2006 [Чинний від 2010-01-01]. – Київ: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ України
180. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками: ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [Чинний від 2009-22-12]. – Київ: Мінрегіонбуд України
181. Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-176:2008 [Чинний від 2008-01-01]. – Київ: Мінрегіонбуд України

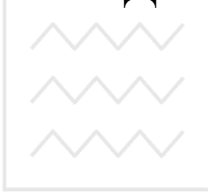


Національний університет
водного господарства
та природокористування

Наукове видання

*Дворкін Леонід Йосипович
Бабич Євгеній Михайлович
Житковський Вадим Володимирович
Бордюженко Олег Михайлович
Філіпчук Сергій Вікторович
Кочкар'єв Дмитро Вікторович
Ковалик Ірина Володимирівна
Ковальчук Тарас Володимирович
Скрипник Микола Михайлович*

ВИСОКОМІЦНІ ШВИДКОТВЕРДНУЧІ БЕТОНИ ТА ФІБРОБЕТОНИ



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Монографія

Технічний редактор

Г.Ф. Сімчук

Підписано до друку 03.03.2017 р. Формат 60×84 ¹/₁₆.
Папір друкарський № 1. Гарнітура Times. Друк різнографічний.
Ум.-друк. арк. 19,3. Обл.-вид. арк. 20,2.
Тираж 300 прим. Зам. № 5296.

*Видавець і виготовлювач
Редакційно-видавничий відділ
Національного університету
водного господарства та природокористування
33028, Рівне, вул. Соборна, 11.*

*Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до
державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.2005 р.*