

Міністерство освіти і науки України
Київський національний університет будівництва і архітектури

Троян Вячеслав Васильович

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ БЕТОНУ МАСИВНИХ СПОРУД

Рекомендовано до видання Вченою радою
Київського національного університету будівництва і архітектури
(протокол №20 від 8.02.2019)

КИЇВ
ТОВ НВП «ІНТЕРСЕРВІС»
2019

УДК 691.32
ББК 38.33
Т76

Рекомендовано до видання Вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури (протокол №20 від 8.02.2019)

В.В. Троян, доктор технічних наук, професор.

Рецензенти:

Р. Ф. Рунова, доктор технічних наук, професор кафедри технології будівельних конструкцій і виробів Київського національного університету будівництва і архітектури,

С. Й. Солодкий, доктор технічних наук, професор, зав. кафедри автомобільних доріг та мостів Інституту будівництва та інженерії довкілля, Національного університету «Львівська політехніка».

В.В. Троян.

Т76 Забезпечення тріщиностійкості бетону масивних споруд: Монографія – К: ТОВ НВП «Інтерсервіс», 2019.- 92 с.

ISBN 978-617-696-611-1

В монографії наведено результати досліджень, спрямованих на прогнозування та забезпечення тріщиностійкості бетону масивних конструкцій, запропоновано методологію моделювання тріщиностійкості бетону з врахуванням положень теорії механіки руйнування, наведено приклади промислового використання запропонованої методології для забезпечення тріщиностійкості масивних конструкцій.

УДК 691.32
ББК 38.33

ISBN 978-617-696-611-1

© В.В.Троян, 2019

Зміст

Вступ.....	4
1. Проблематика тріщиностійкості бетонів для масивних конструкцій.....	5
1.1. Тріщиностійкість бетону масивних споруд.....	5
1.2. Оцінка тріщиностійкості бетонів	12
1.3. Використання методу кінцевих елементів для моделювання тріщиноутворення в бетоні	16
2. Методологія моделювання тріщиностійкості бетону	19
3. Підвищення тріщиностійкості бетонів для масивних конструкцій.....	24
3.1. Тріщиноутворення внаслідок термонапруженого стану бетону	24
3.2. Тріщиноутворення внаслідок усадочних деформацій бетону.....	35
4. Забезпечення бездефектності масивних конструкцій шляхом організації технологічного супроводу	46
4.1. Загальні положення технологічного супроводу.....	46
4.2. Бетонування ростверку кафедрального собору УПЦ.....	48
4.2.1. Моделювання термонапруженого стану бетону ростверку.....	48
4.2.2. Моніторинг фактичної температури в бетоні ростверку.....	55
4.3. Бетонування фундаментної плити громадського центру по вул. Шолуденка у Шевченківському районі м.Києва.....	57
4.3.1. Моделювання термонапруженого стану бетону.....	57
4.3.2. Моніторинг фактичної температури в бетоні.....	66
4.4. Бетонування масивних фундаментів НБК ЧАЕС.....	70
4.4.1. Моделювання термонапруженого стану бетону конструкції при твердненні без системи охолодження.....	73
4.4.2. Моделювання термонапруженого стану бетону конструкції при твердненні з системою охолодження.....	77
Список використаних джерел.....	83

Вступ

Сучасні умови будівництва масивних споруд передбачають використання модифікованого бетону з мінімізацією витрати цементу або його клінкерної складової [1, 2, 3]. Добавки - модифікатори сприяють покращенню реологічних властивостей бетонних сумішей та дозволяють суттєво збільшувати щільність бетону. Однак, збільшення щільності при модифікації бетону не завжди супроводжується підвищенням його довговічності. Якісні зміни у властивостях бетонних сумішей, що відбуваються за рахунок їх модифікації позначаються на процесах гідратації і структуроутворенні цементного каменю в бетоні та супроводжуються змінами термонапруженого стану масивних конструкцій, що посилює загрозу утворення температурних і усадочних тріщин. В свою чергу, розвиток тріщиноутворення знижує стійкість бетону до зовнішніх впливів, тим самим знижуючи його довговічність [4, 5].

Наведені проблемні питання зумовлюють необхідність системного підходу до обґрунтування умов забезпечення тріщиностійкості бетону для масивних конструкцій. Оцінка тріщиностійкості бетону можлива шляхом чисельного моделювання [6, 7], що передбачає дослідження в напрямку розкриття взаємозв'язку між технологічними факторами при отриманні бетонної суміші, що визначають розвиток фізико-хімічних, термодинамічних і теплофізичних процесів при твердненні бетону і технологічними факторами, що визначають формування властивостей бетону в конструкції (умови догляду та експлуатації).

1. Проблематика тріщиностійкості бетонів для масивних конструкцій

1.1. Тріщиностійкість бетону масивних споруд

Тріщини в бетоні є наслідком напружень, що виникають під дією механічних навантажень, температурних і вологісних градієнтів. Утворення і розвиток тріщин негативно відбивається на довговічності залізобетону та залежать від властивостей бетону, розміру і форми конструкції та інших факторів.

При зведенні масивних споруд створюються умови для утворення температурних градієнтів між внутрішніми і зовнішніми зонами бетонного масиву, що призводять до розтягувальних напружень та тріщин по периметру конструкції. Розтягувальні напруження також спостерігаються, якщо між зовнішніми і внутрішніми частинами бетонної конструкції утворюються значні градієнти по вологості. При висиханні конструкції виникають деформації усадки, що визначаються різницею у вологості бетону.

В Європі, США та СРСР поступово накопичувався досвід досліджень розвитку тріщиноутворення в масивних бетонних конструкціях, що знайшло відображення у відповідних нормативних і технічних документах [8-14]. Ці норми, разом з іншими, обмежують розвиток температури, а також швидкість охолодження бетону. При цьому важливі властивості бетону, що не стосуються теплоти гідратації та кінетики тепловиділення, такі як модуль пружності, повзучість, релаксація, коефіцієнт теплового розширення, міцність на розрив, границя міцності на розтяг залишаються значною мірою неврахованими. Такі параметри стали враховувати тільки в останні роки за рахунок розробки спеціального випробувального устаткування та програмного забезпечення.

Важливим фактором, що впливає на тепловиділення є мінералогічний склад цементу. По інтенсивності тепловиділення клінкерні мінерали розташовуються в ряді: $C_3A > C_3S > C_4AF > C_2S$ [15]. При цьому, за даними Й. Штарка [5] продукти гідратації одних мінералів можуть впливати на гідратацію інших,

внаслідок чого змінюється як швидкість тепловиділення, так і сумарний тепловий ефект (табл.1.1).

Таблиця 1.1

Ентальпії деяких реакцій гідратації мінералів портландцементу

Клінкерна фаза	Екзотермічна ентальпія реакції, Дж/г
C_3S	500
C_2S	250
C_3A	1340
C_3A	540
C_3A	1258
C_4AF	375

Суттєво відрізняється і кінетика тепловиділення наведених клінкерних мінералів. При цьому, інтегральний ефект тепловиділення складається з адсорбції молекул води, поверхневого змочування часточок цементу, хімічних реакцій з утворенням продуктів гідратації, адсорбції води на таких продуктах, кристалізації і фазових перетворень в системі гідратів.

Важливим фактором, що впливає на кінетику зміни і максимальне значення температури саморозігріву бетону є В/Ц відношення. З одного боку, оскільки вода характеризується в 4 рази більшою теплоємністю ніж силікати, збільшення її вмісту призводить до зниження температури бетону. З іншого боку, зниження вмісту води і відповідно зниження В/Ц відношення, внаслідок блокування продуктами гідратації, призводить до зниження ступеню гідратації клінкерних мінералів і в свою чергу зниження абсолютного значення тепловиділення бетону.

В період прискореного тепловиділення, внаслідок проходження реакції гідратації система наповнюється продуктами гідратації, ущільнюється та набуває структурної міцності. При цьому, за даними Й. Штарка [5] залежність між теплою гідратації і міцністю цементів різних типів є статистично лінійною (рис.1.1).

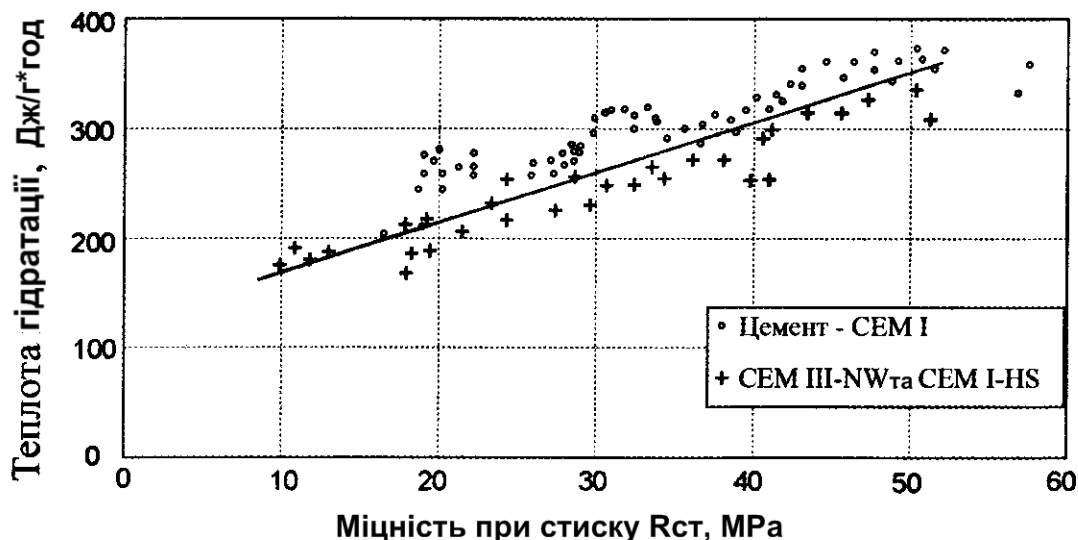


Рис.1.1. Кореляція між показниками теплоти гідратації різних цементів і міцності при стиску

Зі збільшенням швидкості нагріву та одночасним твердненням бетону зростає модуль пружності та виникають напруження в бетоні (рис.1.2 а) [16]. В загальному випадку, модуль пружності збільшується інтенсивніше ніж міцність на стиск, а релаксація бетону є зазвичай більшою в ранні строки тверднення і зменшується при зростанні строку тверднення бетону (рис.1.2 б) [17].

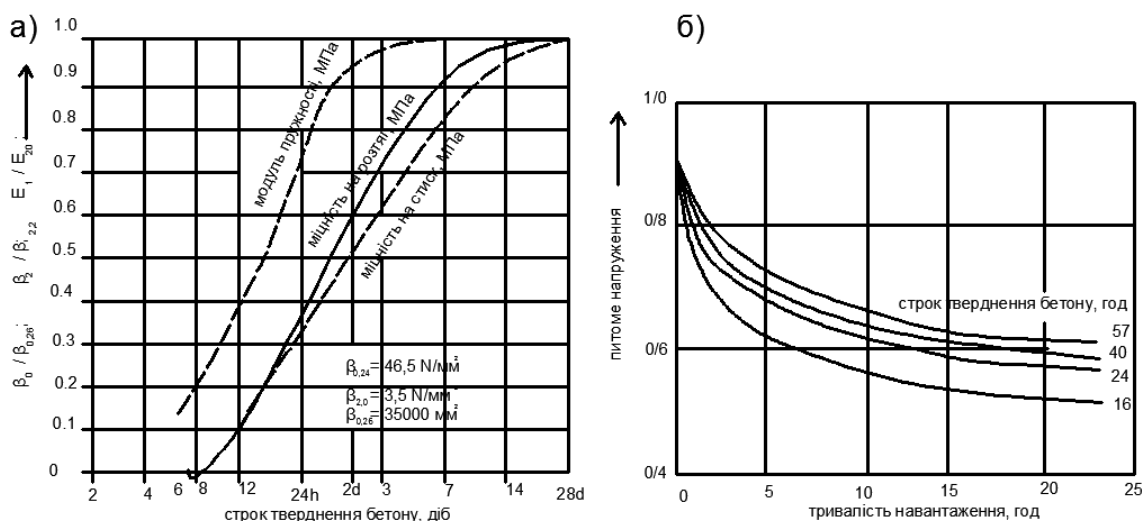


Рис.1.2. Кінетика зміни модуля пружності та міцності бетону на стиск і розтяг (а); релаксація напружень в бетоні (б)

Так, на початкових стадіях напруження залишаються незначними через низький модуль пружності і внаслідок їх релаксації, а при досягненні максимальної температури як модуль пружності так і релаксація стабілізуються з відповідними максимальними значеннями.

При подальшому охолодженні через високий модуль пружності утворюються значні напруження на розтяг, до яких можуть додаватися також і напруження на розтяг внаслідок деформацій усадки, при цьому зниження напружень внаслідок релаксації зменшується.

В результаті виникнення градієнтів температури в бетоні виникають деформації, що залежать від коефіцієнтів розширення компонентів бетону. Ці деформації при наявності просторових обмежень перетворюються на напруження. При цьому розрізняють напруження, що виникають внаслідок внутрішніх і зовнішніх обмежень. Обмеження вільного розширення приводить до зусиль, що стискають в одній частині елемента і розтягують - в іншій.

Якщо зусилля розтягу на поверхні елемента через розширення ядра (внутрішні обмеження) перевищує межу міцності при розтягу залізобетону тоді по поверхні елемента будуть поширюватися тріщини (рис. 1.3) [5]. Вони мають форму ліній або сіток і звичайно закриваються після вирівнювання температури.

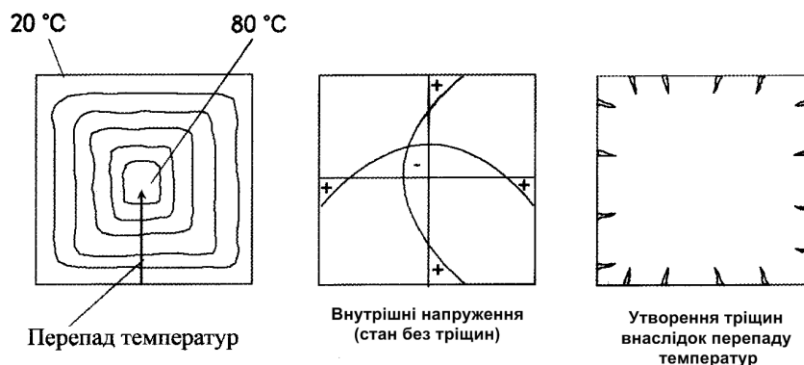


Рис.1.3. Схема розподілу внутрішніх напружень

Зовнішні обмеження термічного розширення можуть викликати появу тріщин навіть в тонкостінних елементах із залізобетону. Це можливо у випадку, якщо бетонний елемент відлитий на існуючому фундаменті, що обмежує терміч-

не розширення, внаслідок охолодження бетонного елемента (тертя на опорі звичайно досить для того, щоб створити напруження). У такому випадку вертикальні тріщини по всій товщині бетонного елемента від його основи можуть піти вгору на значну висоту (рис.1.4) [5].

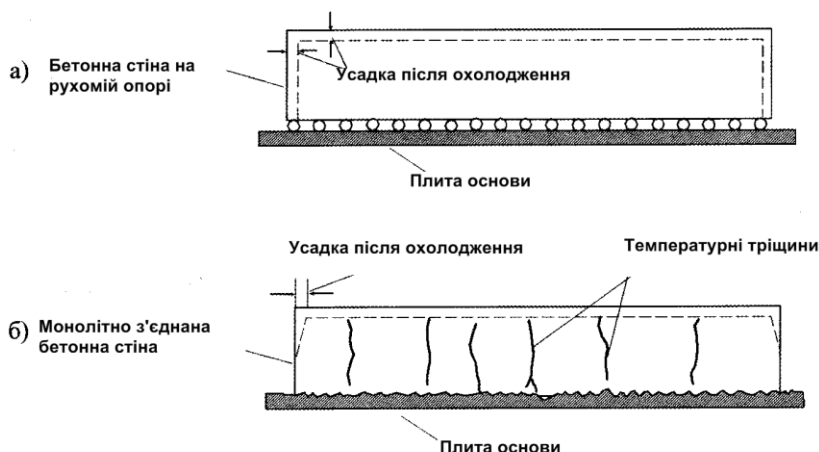


Рис.1.4. Схема розподілу примусових напружень: а) бетонна стіна, що вільно деформується; б) жорстко з'єднана стіна з температурними тріщинами внаслідок дії примусових напружень

Оскільки ці тріщини призводять до наскрізного поділу конструкції, то їх називають "розколюючими тріщинами". При охолодженні таких бетонних елементів спочатку спостерігаються напруження стиску, які знижуються поки температура бетону не досягає температури нульового напруження T_{02} (рис.1.5) [5]. Потім виникають напруження розтягу. Коли ці напруження перевищують міцність бетону при розтягу, утворюються "розколюючі тріщини". Температуру бетону T_R до моменту утворення тріщин позначають як температуру, що викликає утворення тріщин.

Вирішення проблеми тріщиноутворення внаслідок термонапруженого стану бетону досягається в двох площинах:

- шляхом мінімізації термічного потенціалу бетону;
- шляхом вибору режиму тверднення (охолодження), що забезпечує релаксацію термічних напружень без утворення тріщин.

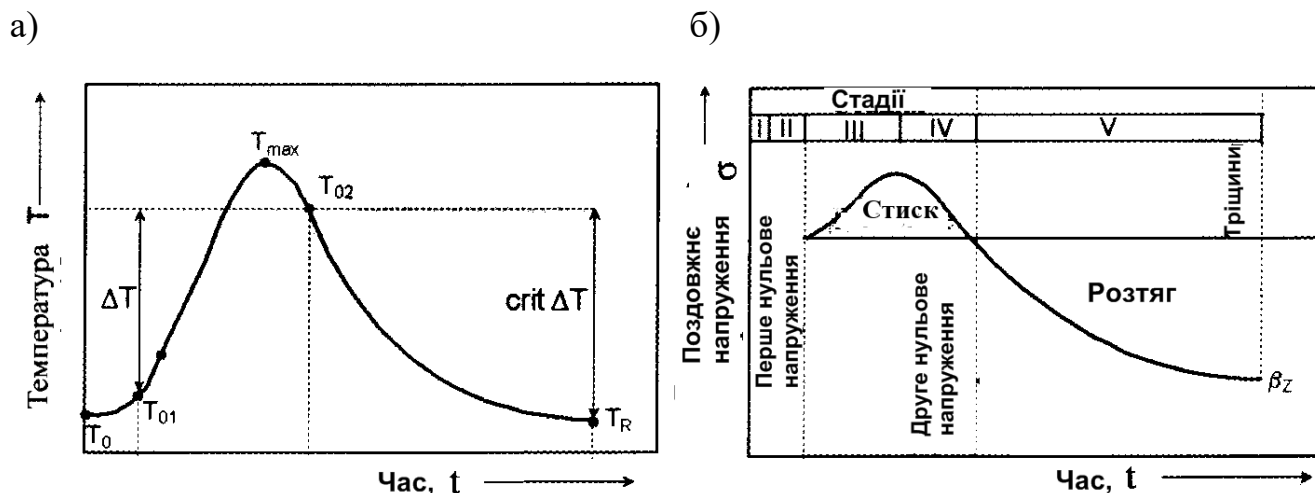


Рис. 1.5. Характеристики температури і напружень у будівельному елементі з обмеженою деформацією: а) температура бетону при гідратації цементу; б) напруження в бетоні при обмеженій деформації

При цьому, якщо перший шлях фактично передбачає підвищення ефективності бетону, тобто забезпечення максимальної міцності на стиск та розтяг при мінімальній витраті цементу, то другий потребує моделювання оптимального за критеріями температури розігріву, глибини та ширини розкриття тріщин режиму тверднення (охолодження) бетону.

Коливання вологості і температури навколишнього середовища зумовлюють зміну вологості бетону. При висиханні бетону вода поступово випаровується з великих порожнин і пор, потім з капілярів меншого діаметра, до моменту, коли встановлюється рівновага вмісту води в бетоні і навколишньому середовищі. Внаслідок висихання бетону в ньому розвиваються сили, що зумовлюють зменшення об'єму - усадку. Ці об'ємні деформації супроводжуються значними напруженнями в матеріалі, які можуть перевищувати межу міцності на розтяг і викликати утворення мікро- і макротріщин. Чим більше води випаровується з бетону, тим інтенсивніші усадочні деформації [18]. Підвищення вологості середовища вище рівноважної вологості бетону призводить до збільшення об'єму бетону – набухання, що також супроводжується напруженнями в бетоні, але менш інтенсивними ніж при усадці.

За даними [19] навіть при незначному зменшенні відносної вологості середовища починається випаровування води з пор і капілярів діаметром більше 20-40 мкм. Надалі вода починає випаровуватися значно повільніше, внаслідок ускладненої віддачі води тонкими капілярами. Повне видалення води з капілярів відбувається при відносній вологості повітря 40-45% [18].

Водонасичення повністю висушеного бетону, не доводить його об'єм до того, котрий був у водонасиченому стані до висушування. Повне висушування бетону викликає незворотну усадку, що становить 30-50% повної початкової усадки. Причина незворотної усадки імовірно, полягає в неповному насиченні водою відкритих капілярних пор, утворенні і розвитку мікротріщин у системі, а також у посиленні зчеплення між частинками гелю під дією вандер-ваальсових сил [18].

На значення усадки цементного каменю, розчинів і бетонів впливають багато факторів. За даними досліджень алітові і малоалюмінатні цементы відрізняються меншою схильністю до усадки за інших рівних умов [18]. На початкових строках тверднення (1-2 місяці) усадка цементного каменю тим більше, чим більш дисперсний цемент, хоча при подальшому твердненні показники усадки вирівнюються [18]. Збільшення водоцементного відношення, призводить до майже пропорційного зростання усадки цементного каменю. Однак, при підвищених В/Ц усадочні деформації загасають значно повільніше.

Багаторазове повторення циклів висихання і зволоження бетону, що супроводжуються процесами усадки і набухання, призводить до накопичування залишкових деформацій, та зниження механічної міцності і довговічності бетону. Витривалість системи при поперемінній дії висихання - зволоження значною мірою визначається максимальною усадкою бетону – вважається, що чим вона менше, тим стійкіший матеріал [18].

1.2. Оцінка тріщиностійкості бетонів

Серед методів оцінки тріщиностійкості бетонів можна виділити чотири основні:

- 1) методи, що ґрунтуються на візуальному спостереженні тріщини;
- 2) непрямі методи оцінки за фізико-механічними властивостями бетону - граничною розтяжністю, деформацією усадки тощо;
- 3) методи, що ґрунтуються на моделюванні;
- 4) методи механіки руйнування.

На нашу думку найбільш ефективним методом оцінки тріщиностійкості вбачається моделювання тріщиноутворення з використанням теоретичних основ механіки руйнування.

Сучасні теорія механіки руйнування розглядає процеси руйнування на різних рівнях структури матеріалу з урахуванням пластичності, повзучості, фізичної і геометричної нелінійності, динамічного, температурних і іншого роду ефектів. Особливе місце займає теорія крихкого руйнування Гріффітса - Ірвіна. А. А. Гріффітсом в 1920 р. був сформульований енергетичний критерій крихкого руйнування. Дж. Р. Ірвін в 1957 р. запропонував силовий критерій і показав еквівалентність енергетичного і силового підходів. Концепція крихкого руйнування припускає, що поведінка матеріалу може бути описана рівняннями класичної теорії пружності. При цьому, для багатьох матеріалів при утворенні нової поверхні енергія витрачається головним чином на створення зони пластичних деформацій в зоні тріщини.

Критерії утворення і розвитку тріщин в механіці руйнування поділяються на три групи: 1) критерії, що є умовами тріщиностійкості бетону; 2) критерії, що є умовами розвитку тріщин, що вже утворилися; 3) критерії, що призначені для опису процесу як утворення, так і поширення тріщин.

В загальному випадку можуть бути виділені три типи тріщин:

- тріщини нормального розриву або відриву;
- тріщини поперечного зсуву;
- тріщини поздовжнього зсуву.

Бетон руйнується головним чином за схемою нормального відриву, оскільки він чинить опір відриву набагато гірше, ніж зсуву. При цьому, у відповідності до лінійної теорії пружності, напруження біля вістря тріщини характеризується математичною сингулярністю $1/\sqrt{r}$, а переміщення при наближенні до вістря змінюються як \sqrt{r} . Критерієм розвитку тріщин при нормальному відриві є коефіцієнт інтенсивності напружень K_I .

Модель Гріффітса - Ірвіна, призначена для опису процесу розвитку тріщин, що вже виникли і не розглядає утворення тріщин. При цьому опір матеріалу поширенню тріщини характеризується одним параметром - критичним значенням коефіцієнта інтенсивності напружень K_{Ic} (або питомою поверхневою енергією). Параметр K_{Ic} у класичній моделі Гріффітса - Ірвіна вважається постійною матеріалу. Для визначення K_{Ic} використовується рішення відповідної задачі теорії пружності в області з розрізом. Застосовність класичної моделі до бетону визначається залежністю K_{Ic} бетону від його складу, довжини тріщини, схеми навантаження тощо. При цьому, якщо в загальному випадку K_{Ic} не є константою, доцільно виявити область застосовності моделі.

Першою роботою, у якій теорія Гріффітса - Ірвіна застосовувалася до бетону, була стаття М.Ф. Каплана [20]. В СРСР систематичні експериментально-теоретичні дослідження з перевірки застосовності теорії Гріффітса - Ірвіна до бетону проводили М.С. Ламкін, В.І. Пащенко [21, 22], Л.П. Трапезников [23], А.П. Пак [24], В.М. Єнтов, В.І. Ягуст [25, 26], Г. П. Курасова і Н.Т. Гуменюк [27], Ю.М. Баженов, Г.І. Горчаков, Л.А. Алімов, В.В. Воронін [28], В.П. Митрофанов і А.С. Жовнір [29], В.В. Панасюк, Л.Т. Бережницький і В. М. Чубриков [30].

Зв'язок між станом структури бетону, міцністю, деформативністю, тріщиноутворенням і руйнуванням залізобетонних конструкцій, з позицій, що включають теорію механіки руйнування, розглядався в роботах Скрамтаєва Б.П. [31], Баженова Ю.М. [32], Гвоздьова О.О. [33], Генієва Г.О. [34], Берга О. Я. [35], Байкова В.М. [36], Бондаренка В.М. [37], Карпенка М.І. [38, 39], Пересипкіна Є.М. [40], Солодкого С.Й. [41] та інших авторів. Методи прогнозування строків безпечної експлуатації залізобетону на основі теорії механіки руйнування розроблені Пірадовим К.О. і Гузеєвим Є.А. [42],

Результати досліджень свідчать, що з ростом довжини тріщини росте K_{ic} , причому ріст K_{ic} відбувається більш швидко в бетоні з відносно дрібним заповнювачем і може відбуватися повільно в бетону з відносно крупними зернами. Зі збільшенням довжини тріщини похідна dK_{ic}/dl зменшується і у багатьох дослідках критичне значення коефіцієнта інтенсивності напружень виходить на ділянку стабільності, де зазначена похідна близька до нуля. Зі збільшенням максимальної крупності заповнювача при тому самому складі бетону значення K_{ic} на ділянках стабільності спочатку зростають, але при крупності заповнювача $>30-40$ мм цей ріст припиняється [24, 43]. Експерименти по визначенню залежності $K_{ic}(l_0)$, що проводилися на зразках-циліндрах з штучними тріщинами шириною $0,15-0,25$ мм; і довжиною $l_0 = 20, 30, 40, 50, 60, 100, 120, 200, 280$ і 320 мм свідчать, що на графіку є ділянка, де значення критичного коефіцієнта інтенсивності напружень близьке до постійного. Ця ділянка починається при глибині тріщини близько 60 мм, а її довжина приблизно дорівнює 160 мм (40% діаметра зразка) [24].

Таким чином, параметр K_{ic} бетону в загальному випадку не є константою і залежить, зокрема, від тривалості навантаження, довжини тріщини, крупності заповнювача, схеми навантаження та ін. Однак на графіках функції $K_{ic}(l)$ при короткочасному навантаженні часто можна виділити значення l , при яких K_{ic} практично постійний. В окремих випадках можна експериментально визначити

залежність $K_{ic}(l)$, та використовувати узагальнення теорії Гріффітса - Ірвіна, у якому передбачається, що K_{ic} залежить від довжини тріщини як від параметра. З розгляду механічних властивостей і міцності бетону видно, що при короткочасному розтягу в умовах одномірного напруженого стану бетон можна вважати матеріалом, що лінійно-деформується поки максимальні розтягувальні напруження в ньому не досягнуть тривалої міцності бетону R_p . Якщо розтягувальні напруження перевищують R_p , то в бетоні виникають зони інтенсивного мікротріщиноутворення, або передруйнування, що передують утворенню макротріщин і супроводжують їх розвиток [23].

Зони передруйнування зростають з розвитком мікротріщин. Спочатку, розвиток мікротріщин блокується нерівномірністю локального напруженого стану в області зерен заповнювача. За оцінками [25], витрати енергії на утворення магістральної тріщини становлять менш 10% витрат на мікротріщиноутворення в області вістря тріщини.

При моделюванні утворення і розвитку тріщин в бетоні, класична модель Гріффітса – Ірвіна може бути використана разом з критерієм утворення тріщин запропонованим П.І. Васильєвим. Відповідно до цього критерію, при заданих деформаційних впливах тріщина утвориться, якщо сумарна деформація в зоні, що розглядається перевищить граничне значення [44]. Якщо руйнування відбувається квазікрихко, так, що значеннями деформації повзучості та «пластичної» деформації можна знехтувати, тріщиностійкість забезпечується, якщо нормальні напруження розтягу, визначені при рішенні лінійної задачі теорії пружності, не перевищують межі тривалої міцності бетону.

Таким чином підвищення тріщиностійкості бетону внаслідок власного термонапруженого стану та вологісних градієнтів досягається за рахунок мінімізації термічного потенціалу і коливань вологості бетону та оптимальної технології догляду за ним. Оцінка тріщиностійкості на стадії проектування може бути здійснена шляхом моделювання тріщиноутворення з використанням теорії механіки руйнування. Тріщиностійкість забезпечується, якщо нормальні на-

пруження розтягу за моделлю, не перевищують межі міцності бетону, а умовою початку росту тріщини є досягнення коефіцієнтом інтенсивності напружень у її вершині критичного значення K_{Ic} . Хоча критичне значення K_{Ic} залежить від довжини початкової тріщини, при моделюванні поверхневих тріщин допустимо використовувати одиничні K_{Ic} значення яких практично незмінне.

1.3. Використання методу кінцевих елементів для моделювання тріщиноутворення в бетоні

Якщо виключити зовнішні впливи, тріщиноутворення в бетоні масивних конструкцій зумовлено двома основними факторами: термонапруженим станом, що виникає на ранніх термінах тверднення бетонної конструкції та усадочними деформаціями в більш віддалені терміни тверднення [45]. При цьому моделювання термонапруженого стану полягає у відтворенні методом кінцевих елементів фізичних процесів переходу бетону з в'язко-пластичного до твердого стану, з одночасним виділенням та розподілом по перетину бетонного елемента тепла, що супроводжується виникненням деформацій та напружень [46], результатом яких є утворення та розкриття температурних тріщин.

Усадочні тріщини в бетоні, які виникають в довгостроковій перспективі, при моделюванні розглядають як функцію видалення вологи з пор бетону, що утворює подібний до температурного градієнт розподілу вологості по перетину конструкції [45].

Після одержання полів температурних (вологістних) напружень (деформацій) за цими даними визначають параметри тріщиноутворення: імовірну ширину та глибину розкриття тріщин [7, 92], що в кінцевому рахунку визначають довговічність бетонної конструкції [83].

Принципово можна виділити два підходи до моделювання тріщиноутворення в бетоні методом кінцевих елементів: дискретний підхід, що базується на положеннях теорії механіки руйнування та підхід «розмиття» тріщин – у випа-

дку використання теорії механіки суцільних середовищ, а також комбінації цих підходів [47].

Використання дискретного підходу та теорії механіки руйнування передбачає застосування енергетичних (силових) критеріїв початку тріщиноутворення, а у випадку використання підходу «розмиття» тріщин та механіки суцільних середовищ - критеріїв деформацій/напружень. При цьому, використання дискретного підходу до моделювання тріщиностійкості в загальному випадку передбачає необхідність перебудови сітки кінцевих елементів по мірі зміни мікрогеометрії бетонного елемента внаслідок тріщиноутворення, що значно ускладнює розрахунки. В той-же час використання підходу «розмиття» тріщин в загальному випадку не потребує перебудови сітки кінцевих елементів [47]. На підході «розмиття» тріщин, запропонованому в 1968 р. [48] базується більшість сучасних комерційних FE-кодів, з незначними уточненням оригінальної концепції [47].

Критичний недолік підходу «розмиття» тріщин полягає в пропорційності загальної енергії розсіювання в процесі розтріскування, розміру кінцевого елемента, таким чином при зменшенні сітки до нескінченно малих елементів енергія розсіювання дорівнює нулю [47].

Дослідження наступних років були присвячені усуненню недоліків підходу «розмиття», його модифікації та підвищенню точності [49-72]. Проте на початку 90-х років було широко визнано, що рішення методом кінцевих елементів задач механіки суцільних середовищ страждає залежністю від розмірів сітки [47].

У дискретному підході до моделювання тріщиноутворення в загальному випадку формулюються дві основні складові: енергетичний критерій початку тріщиноутворення та критерій вибору напрямку розповсюдження тріщини, що встановлюється емпірично [73]. Дискретний підхід вимагає ретельного відстеження розповсюдження тріщини крізь сітку кінцевих елементів оскільки поля напружень та деформацій, що визначаються в вершині тріщини можуть сильно

відрізняється від реальних. Таким чином, автоматичне застосування критерію початку тріщиноутворення для оцінки напрямку розповсюдження тріщини призводить до залежності від зміщення (точності) сітки в цій області [47].

В підході з розмитими тріщинами неявно припускається, що критерій початку тріщиноутворення, який встановлюється в термінах напружень/ деформацій, також повинен автоматично визначати напрямок розповсюдження тріщини. Це може бути природним припущенням в задачах механіки суцільних середовищ, з належною оцінкою значень напружень/деформацій та їх напрямків [47].

Відповідно саме підхід з розмитими тріщинами застосовують останнім часом при моделюванні тріщиноутворення внаслідок термонапруженого стану на ранніх термінах тверднення бетону [74-76].

В той-же час цікавим є вивчення можливості використання дискретного підходу до моделювання тріщиноутворення (зважаючи на відносну простоту його реалізації у 2D моделях). Априорі відомий характер тріщиноутворення внаслідок термонапруженого стану, фактично перпендикулярного до поверхні конструкції (основи) [5], дозволяє відмовитися від критерію вибору напрямку розповсюдження тріщини. Таким чином, при моделюванні достатньо використання лише енергетичного або силового критерію початку розповсюдження тріщини [93].

2. Методологія моделювання тріщиностійкості бетону

Запропонована методологія моделювання утворення та розвитку температурних і усадочних тріщин в бетоні передбачає використання положень теорії механіки руйнування та методу кінцевих елементів (з використанням дискретного підходу).

Для врахування термонапруженого стану масивної бетонної конструкції шляхом розрахунку температури T в кожній точці масиву з координатами « x, y » в момент часу t використовували загальне рівняння теплопровідності у вигляді:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) = - \frac{\partial Q}{\partial t} - c\rho \frac{\partial T}{\partial t}, \quad (2.1)$$

де $\lambda_{(x,y)}$ – теплопровідність бетону, ρ – середня густина бетону кг/м^3 , c – питома теплоємність бетону, $\text{Дж/кг}\cdot^\circ\text{C}$, Q – тепловиділення бетону за експериментальними даними, Дж/м^3 .

При розрахунку напружень внаслідок термонапруженого стану та усадки використовували співвідношення між напруженням та деформаціями у вигляді залежності:

$$\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}), \quad (2.2)$$

де $[D]$ – матриця пружності, $\{\varepsilon_0\}$ - термічні (усадочні) деформації бетону.

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (2.3)$$

тут E – модуль Юнга, ν – коефіцієнт Пуассона.

Деформації $\{\varepsilon\}$ та переміщення $\{\delta\}$ внаслідок термічних та усадочних напружень задавали співвідношенням:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial \delta_x}{\partial x} \\ \frac{\partial \delta_y}{\partial y} \\ \frac{\partial \delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta_y}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

Для опису тепловиділення бетону масивної конструкції як функції часу t використовували теоретичну залежність:

$$Q(t) = Q \cdot \left(1 - e^{-k_Q \cdot t^{n_Q}} \right), \quad (2.5)$$

де Q - інтегральне тепловиділення бетону (визначене за ДСТУ Б В.2.7-225:2009), Дж/м³, t - тривалість вимірювань, г;

k_Q і n_Q - безрозмірні коефіцієнти (підбираються експериментально).

Для моделювання утворення і розвитку тріщин в бетоні була використана класична модель Гріффітса – Ірвіна.

Оптимізуючи глибину і крок тріщин визначали характеристики тріщиноутворення, за яких напруження в системі мінімальні, або такі, що не призводять до подальшого розвитку тріщин. Умова початку росту тріщини формулювалася як досягнення коефіцієнтом інтенсивності напружень у її вершині критичного значення K_{ic} . Відповідно умовою припинення росту тріщини приймали зниження КІН у її вершині нижче K_{ic} .

З метою оцінки можливостей МКЕ, щодо прогнозування параметрів тріщиноутворення бетону монолітних конструкцій були одержані моделі тріщиностійкості трьох складів крупнозернистих бетонів за даними рівноважних механічних випробувань (рис.2.1, 2.2, табл.2.1), проведених на кафедрі автомобільних шляхів Національного університету “Львівська політехніка” С.Й. Солодким [41].

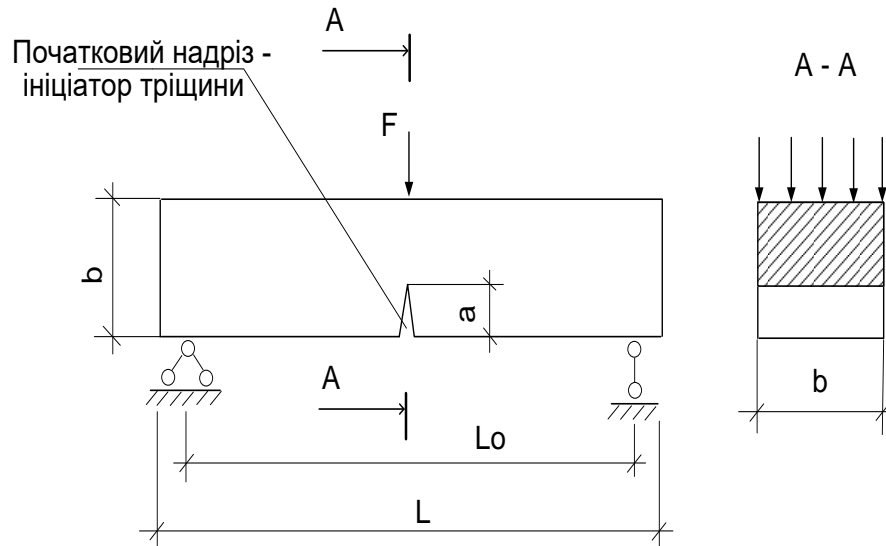


Рис. 2.1. Схема випробувань зразка-призми на згин з ініційованою тріщиною ($a=0,04$ – довжина початкового надрізу шириною $0,002$, м; $b=0,1$; $L=0,4$; $L_0=0,38$ – розміри зразка, м; F – навантаження на зразок, кН)

Повністю рівноважні діаграми деформування важких бетонів мали вигляд наведений на рис. 2.2, а розрахункові силові характеристики тріщиностійкості – у табл. 2.1. [41].

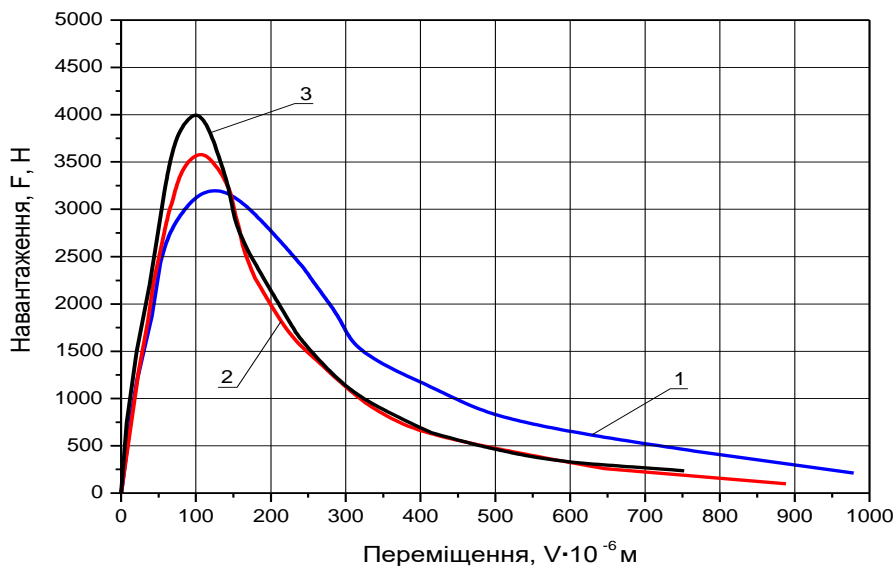


Рис. 2.2. Повністю рівноважних діаграм деформування важких крупнозернистих бетонів на основі: 1 – КЦ-1; 2 – КЦ-2; 3 – ПЦ

За моделями були розраховані значення КІН (табл. 2.1), що відповідають початку тріщиноутворення (кінець лінійної ділянки на рівноважній діаграмі рис.2.2), як опис полів напружень у вершини тріщини (рис.2.3) у вигляді сингулярності $1/\sqrt{r}$ (де r – відстань від вершини тріщини до точки, напруження в якій розглядаються). Щоб не ускладнювати модель, нелінійна ділянка пластичних деформацій при моделюванні не враховувалась. Також, в якості припущення, напрямок тріщиноутворення приймався перпендикулярним до поверхні, що виключало необхідність відстежувати напрямок розповсюдження тріщин.

Таблиця 2.1

Фізичні та фізико-механічні характеристики важких бетонів

Умов. познач. цементу	Серія бетону	Середня густина, кг/м ³	Границя міцності, 28 діб, МПа		Модуль пружності, 28 діб, $E_b \times 10^3$, МПа		КІН	
			на стиск	на згин	при сти-ску	при згині	K_c , МПа·м ^{1/2}	$K_{\text{модель}}$, МПа·м ^{1/2}
КЦ-1	Б-1	2370	39,5	7,6	33,8	22,2	0,66	0,67
КЦ-2	Б-2	2360	46,3	8,0	38,8	26,4	0,67	0,68
ПЦ	Б-3	2375	53,5	7,7	41,1	30,1	0,70	0,72

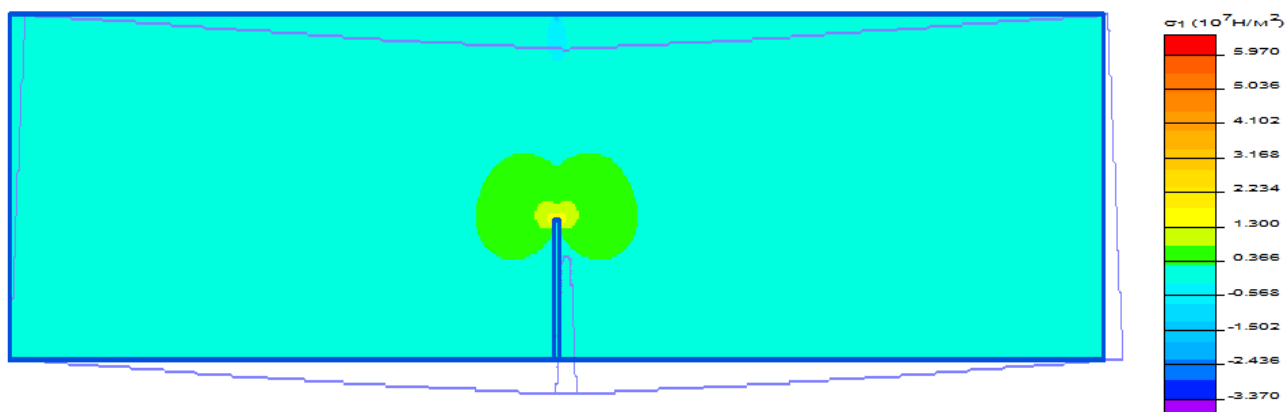


Рис. 2.3. Модель випробування на згин зразка-призми з ініційованою тріщиною

Як видно з табл.2.1, одержані за моделями значення КІН фактично відповідають значенням, розрахованим за результатами рівноважних механічних випробувань.

Отже, запропонована методологія дозволяє використовувати МКЕ для прогнозування параметрів тріщиноутворення різних складів бетонів, з відомими КІН. При цьому оскільки точність моделювання пов'язана з розмірністю сітки, дискретність сітки в області тріщини повинна бути достатньою для адекватної оцінки КІН (рис2.4).

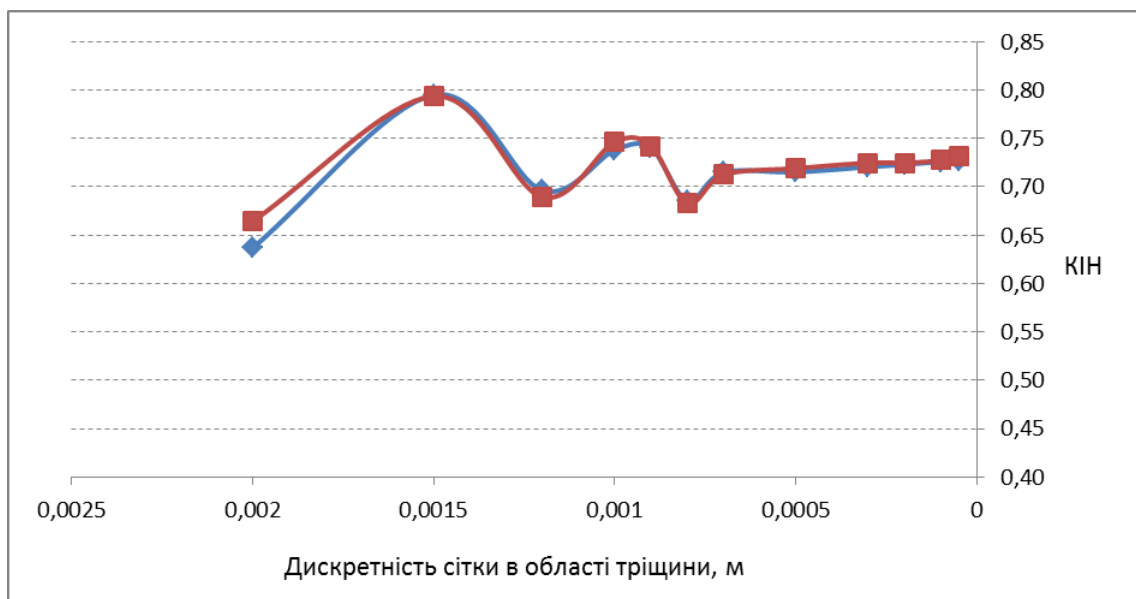


Рис. 2.4. Вплив дискретності сітки на точність моделювання

Для усунення необхідності перебудови сітки кінцевих елементів в процесі моделювання росту тріщин пропонується передбачити в моделі тріщини максимальної довжини, що складаються з декількох частин, але спочатку присвоювати їм властивості бетону та по мірі просування тріщини змінювати їх на властивості тріщини. Таким чином можливо скоротити час на перебудову сітки кінцевих елементів, проте час на ітераційний розрахунок просування тріщин вглиб конструкції за моделлю залишається суттєвим.

3. Підвищення тріщиностійкості бетонів для масивних конструкцій

Підвищення тріщиностійкості (мінімізація тріщиноутворення) бетонів є ключовою складовою забезпечення довговічності масивних залізобетонних конструкцій [77, 78].

Тверднення бетону в залізобетонних конструкціях практично завжди супроводжується утворенням та розкриттям тріщин:

- короткостроковим - внаслідок власного термонапруженого стану бетону;
- довгостроковим - внаслідок деформацій під дією температури навколишнього середовища і усадки бетону.

При цьому, наявність і параметри розкриття тріщин оцінюють з урахуванням можливих причин утворення тріщин та їх впливу на несучу здатність конструкції і корозійну стійкість залізобетону (арматури).

3.1. Тріщиноутворення внаслідок термонапруженого стану бетону

Одною з найбільш поширених причин короткострокового розкриття тріщин в бетоні масивних конструкцій є власний термонапружений стан, що виникає внаслідок недотримання належного температурно-вологісного режиму тверднення бетону. Відомо, що зниження активності та (або) вмісту цементу призводить до зниження температури саморозігріву бетону, що знижує температурні напруження і призводить до зниження ширини і глибини розкриття температурних тріщин.

Поширеними способами зниження екзотермії цементу є зниження вмісту клінкерної складової шляхом використання мінеральних добавок, зокрема металургійних шлаків, паливних зол, а також молотих карбонатних порід [79, 80]. Можливості регулювання тепловиділенням в'язучих при введенні хімічних до-

бавок обмежується вповільненням тепловиділення в часі при практично незмінній інтегральній кількості тепла, що виділяється.

Параметри тепловиділення бетонів, що максимально наближені до реальних умов бетонного масиву, доцільно одержувати в адіабатичному калориметрі, оскільки при визначенні тепловиділення бетону в напівадіабатичному калориметрі, втрата тепла призводить до недооцінювання питомого тепловиділення в'язучих композицій, особливо при використанні добавок зі сповільнюючим ефектом [79-81], що потребує використання закону Арреніуса для коректної інтерпретації результатів [46]. Отже, дослідження тепловиділення бетонів на основі цементів різних типів (табл.3.1) виконували в адіабатичному калориметрі [82]. Клас міцності на стиск досліджуваних складів бетону №1-3 на основі цементу ПЦ ІІ/А-ІІІ400, склад №4 на основі цементу ШПЦ ІІІ/А 400 та складів бетону №5-6 на основі ПЦ ІІ А/ІІІ 500 досягає С40/50 (табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Склади бетонів

	№	1	2	3	4	5	6
	Тип	кг/м ³					
Цемент	ПЦ ІІ/А- ІІІ 400	440	440	440	-	-	-
	ШПЦ ІІІ/А 400	-	-	-	440	-	-
	ПЦ ІІ А/ ІІІ 500	-	-	-	-	440	420
Пісок	пісок 0-2 мм	712	712	712	712	712	760
Щебінь	5/10 мм	429	429	429	429	429	420
	10/20 мм	640	640	640	640	640	630
Вода		168	168	168	168	168	170
В/Ц		0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,40
Добавки	Dynamon SR2	-	0,5%	-	0,5%	-	-
	Dynamon SR3	-	0,5%	-	0,6%	-	-
	Power Flow 2240	1,1%	-	1,1%	-	-	-
	Centrament Retard	-	-	0,2%	-	-	-
	SikaPlast 2508	-	-	-	-	1,15%	0,8%
	Sika Retarder	-	-	-	-	-	0,35%
Т, °С	повітря	22	25,7	24,1	20,9	27,5	27,9
	бетону	22,7	25,3	23,8	20,4	26,7	28,3
Q28	Вт/кг цементу	56,1	55,0	55,4	54,7	65,3	69,2
Середня густина, кг/м ³	бетону	2400	2430	2385	2413	2430	2385

Як показали дослідження (рис.3.1), розігрів бетону складів №1-4 не перевищував 36 °С, що відповідає тепловиділенню цементу 200 кДж/кг. Склади бетону №5 і №6 характеризуються розігрівом 40-42°С, що відповідає тепловиділенню цементу 235-250 кДж/кг відповідно. Розходження кінетики та інтегрального значення тепловиділення досліджених бетонів зумовлюється вмістом добавок-сповільнювачів тверднення (склади № 2, 3, 4), підвищеним вмістом шлаку в цементі (склад № 4) та підвищеною активністю цементу (склади № 5, 6).

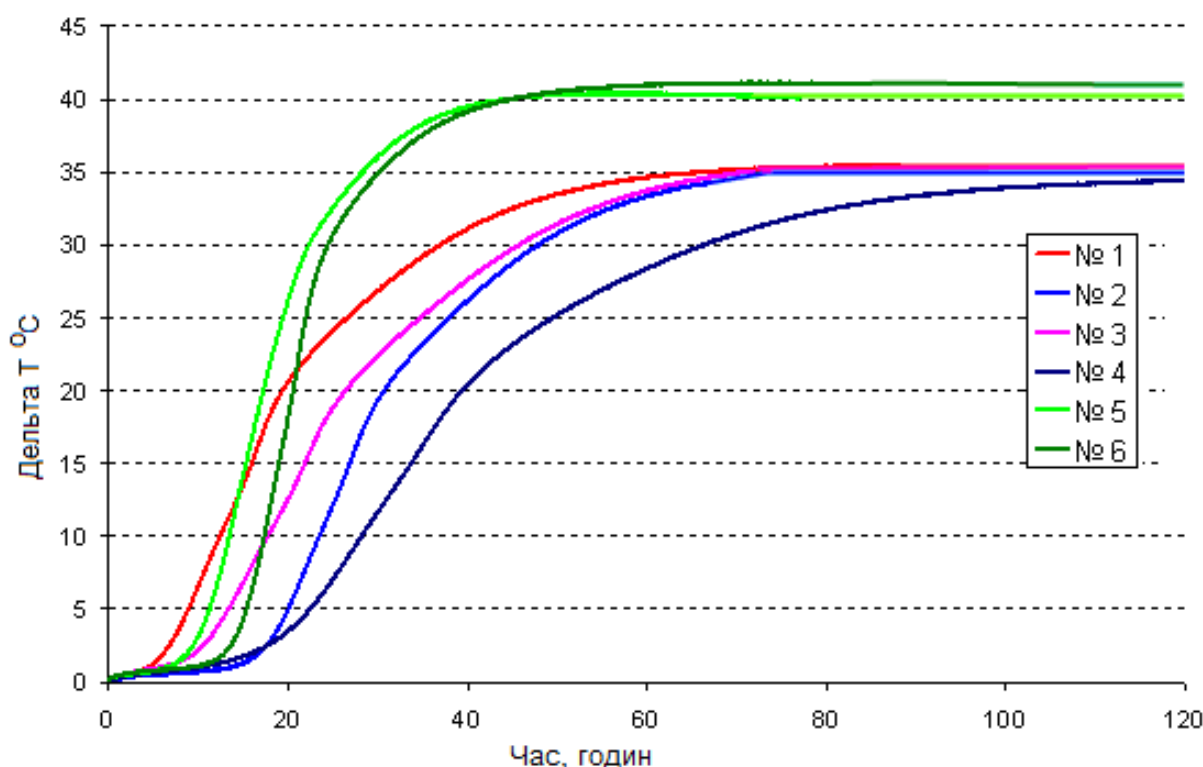


Рис.3.1. Саморозігрів бетону різних складів

Питоме тепловиділення цементу та його вміст в складі бетону корелюють з міцністю бетонів (рис. 3.2). Збільшення міцності бетону, з одного боку, передбачає використання цементів вищих марок з вищим питомим тепловиділенням, а з іншого - підвищення вмісту цементу в складі бетону, що призводить до підвищення температури його розігріву (рис. 3.2).

За даними рис. 3.2, спостерігається певна варіація значень температури саморозігріву бетону, що може досягати 20-30% при відповідних значеннях міцності. Це свідчить про можливість підвищення ефективності бетону шляхом

забезпечення мінімальних значень температури саморозігріву при проектних значеннях міцності. При цьому, мінімізація температури саморозігріву бетону забезпечується за рахунок використання низькоекзотермічних цементів і мінімізації їх вмісту в складі бетону.

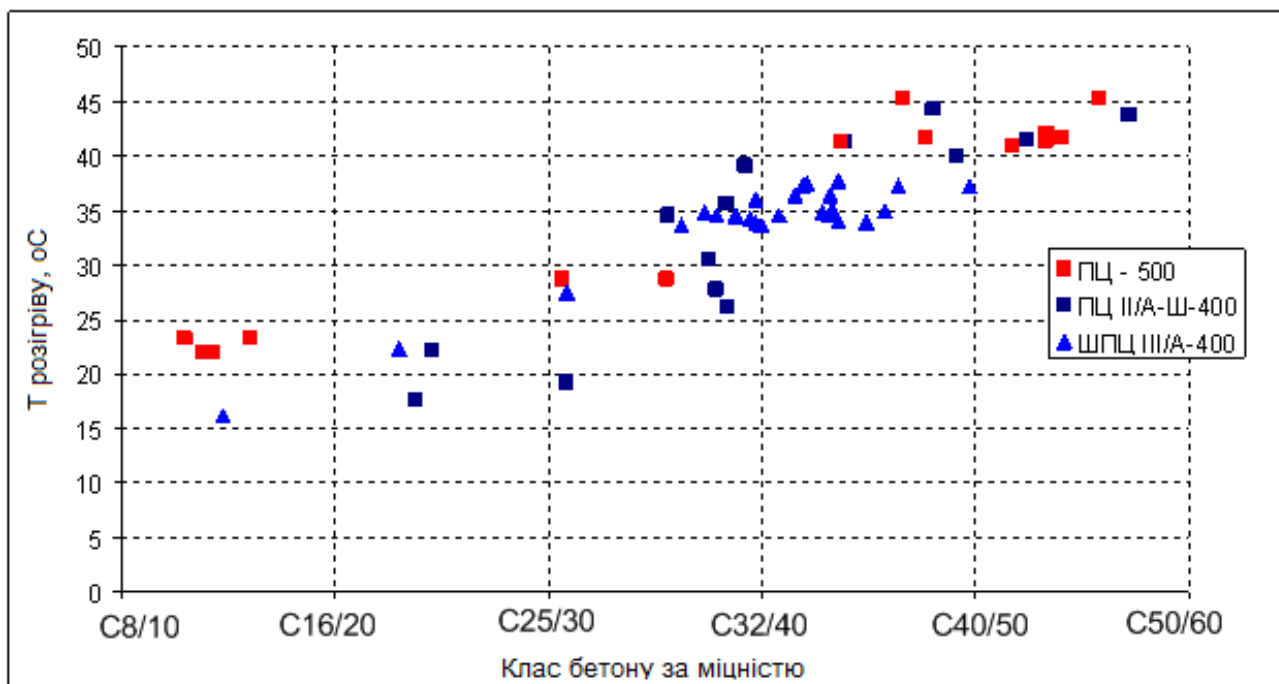


Рис. 3.2. Саморозігрів бетону різних складів

Нижче наведені результати моделювання тверднення без утеплювача бетонного куба $2 \times 2 \times 2$ м з бетону класу C40/50. Досліджуваний бетон вміщував 440 кг/м^3 ПЦ II A/Ш 500 з питомим тепловиділенням 235 Дж/г (низькоекзотермічний за класифікацією ДСТУ Б В.2.7-91-99).

На підставі даних, отриманих в адіабатичному калориметрі, методом Монте-Карло підібрано коефіцієнти для рівняння (2.4) із умови максимального наближення теоретичної кривої тепловиділення до фактично отриманої (рис. 3.3). В результаті підстановки числових значень цих коефіцієнтів рівняння (2.4) набуло вигляд залежності (5.1), що описує теоретичну криву тепловиділення бетону:

$$Q(\tau) = Q_{28} \cdot \left(1 - e^{-1.5 \cdot \tau^{2.8}}\right), \quad (3.1)$$

де $Q_{28} = 65.3$ Вт/кг - сумарне питоме тепловиділення бетону за період 28 діб в перерахунку на цемент; T – час.

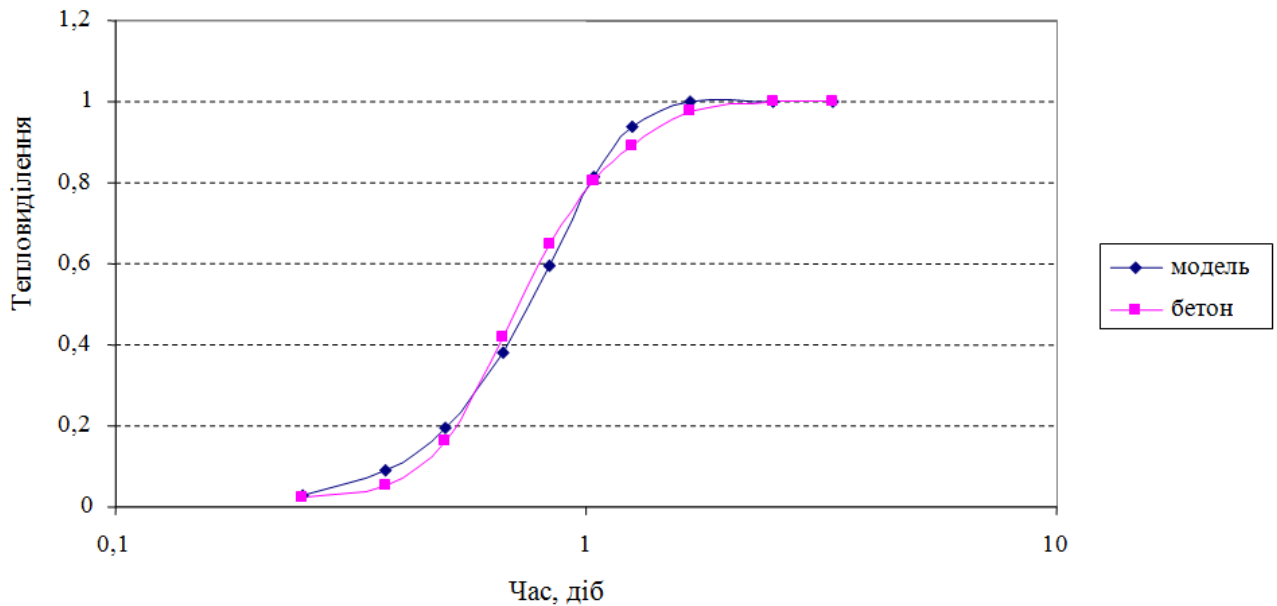


Рис. 3.3. Експериментальна крива тепловиділення, що характеризує фактичне тепловиділення бетону в адіабатичних умовах, і теоретична крива (модель)

Залежність (3.1) використовували для моделювання розвитку температури бетону конструкції (рис. 3.4-3.5) і термічних напружень, що виникають при цьому в бетоні (рис. 3.6). Так, на рис. 3.4 наведено кінетику зміни температури в ядрі бетонного кубу та на його поверхні за одержаною моделлю при твердненні без утеплювача. Як видно з рис. 3.4, різниця температур між ядром і поверхнею бетону досягає 29 °С. Для ділянки з різницею температур 29 °С, за моделлю був розрахований розподіл температур по перетину бетонного куба (рис. 3.5), та були розраховані (зумовлені внутрішніми обмеженнями) поля напружень (рис. 3.6) в залежності від глибини тріщин та кроку тріщиноутворення, що приймався рівним $0,2$ м та $0,4$ м (виходячи з гіпотетичного кроку армування).

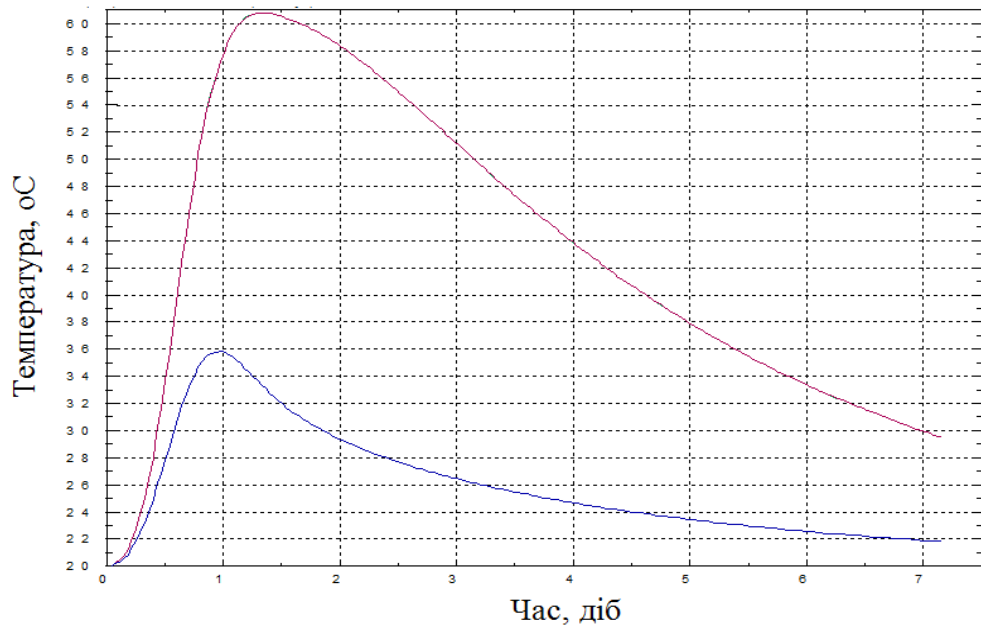


Рис. 3.4. Кінетика зміни температури в ядрі та на поверхні бетонного кубу

Як видно з рис. 5.35, внаслідок розвитку тріщиноутворення, напруження в поверхневому шарі бетону знижується з одночасною концентрацією напружень у вершинах тріщин.

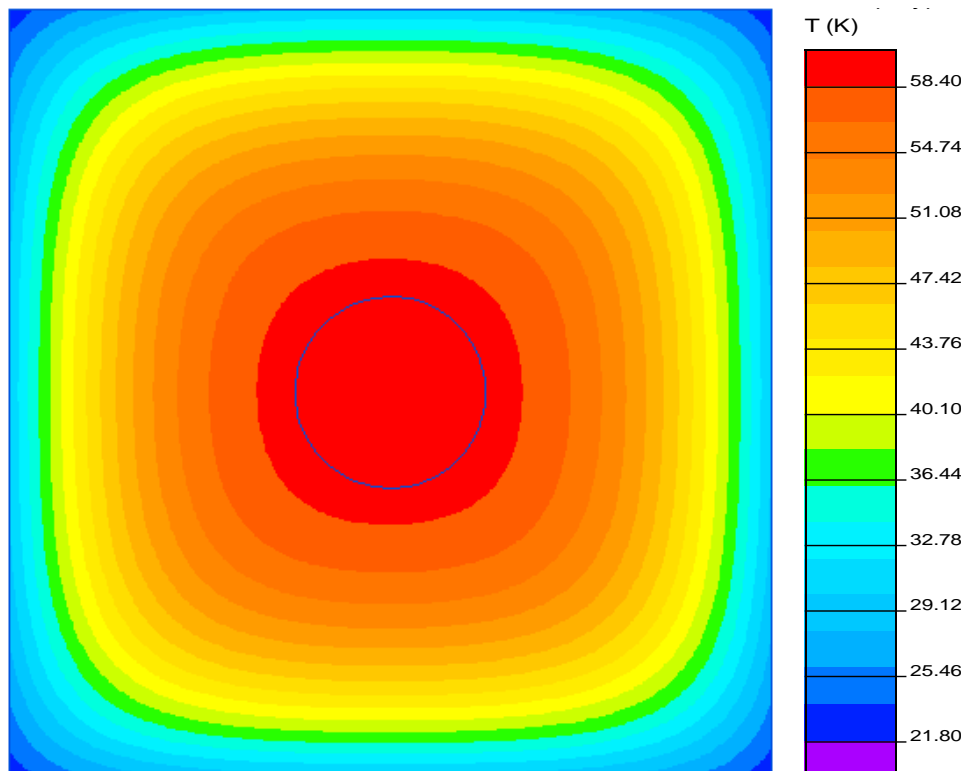


Рис. 3.5. Розподіл температур по перетину куба на 2 добу тверднення

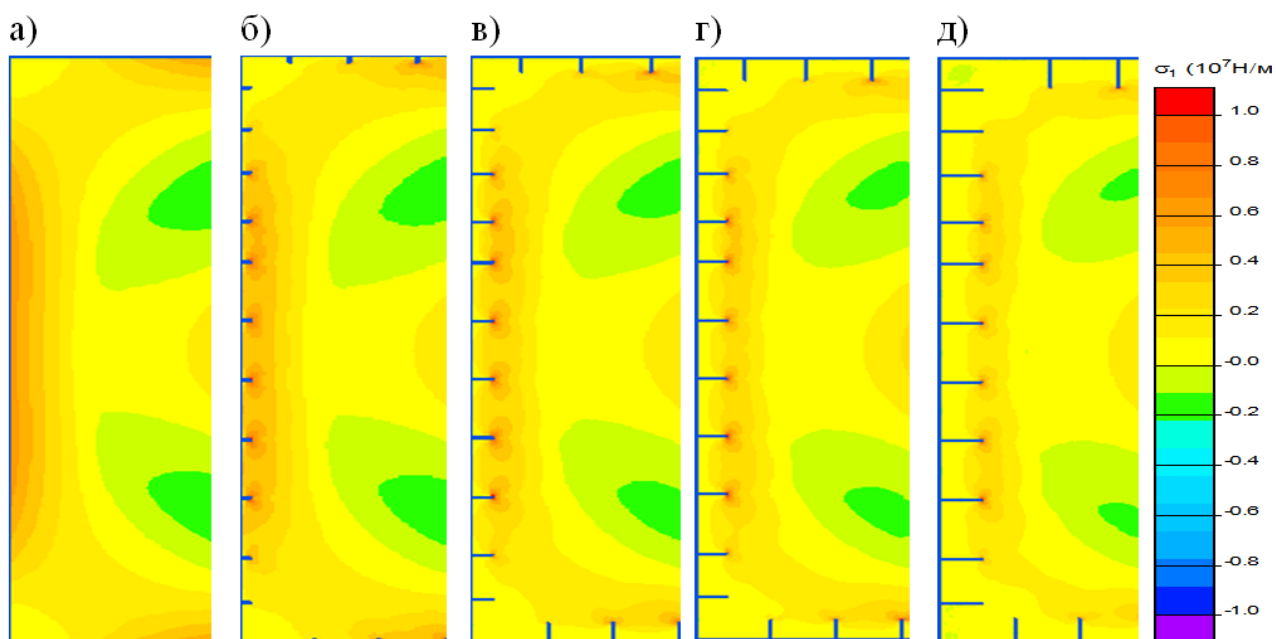


Рис. 3.6. Напруження в поверхневому шарі бетону в залежності від глибини тріщин: а) без тріщин; б) 25 мм; в) 50 мм; г) 75 мм; д) 100 мм

Аналіз напружень в поверхневому шарі бетону (рис. 3.7), свідчить про перевищення нормальними напруженнями розтягу за моделлю критичного значення, що є умовою утворення тріщин. Зниження напружень при збільшенні глибини тріщин у випадку кроку тріщиноутворення 0,2м відбувається швидше, ніж при кроці 0,4м.

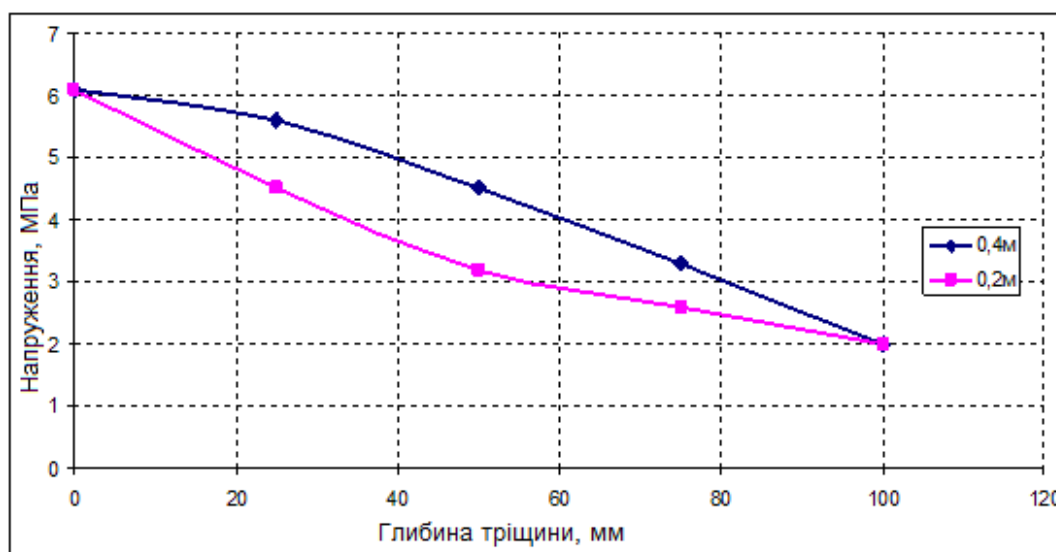


Рис. 3.7. Зміна напружень в поверхневому шарі бетону в залежності від глибини та кроку тріщиноутворення

За умови глибини тріщин понад 70мм при кроці тріщиноутворення 0,2м, значення КІН у вершині тріщин не перевищують критичного (рис. 3.8). В той же час, при кроці тріщиноутворення 0,4м, критичні значення КІН досягаються при глибині тріщин до 100мм, при цьому значення КІН спочатку зростає при збільшенні глибини початкової тріщини до 75мм, і лише потім знижується (рис. 3.8). Аналіз ширини розкриття тріщин при кроці тріщиноутворення 0,2 м свідчить про їх стабілізацію на рівні $\sim 0,033$ мм при глибині ~ 70 мм (рис. 3.9). У випадку кроку тріщиноутворення 0,4м ширина розкриття тріщин досягає 0,055мм, при глибині понад 100мм (рис. 3.9).

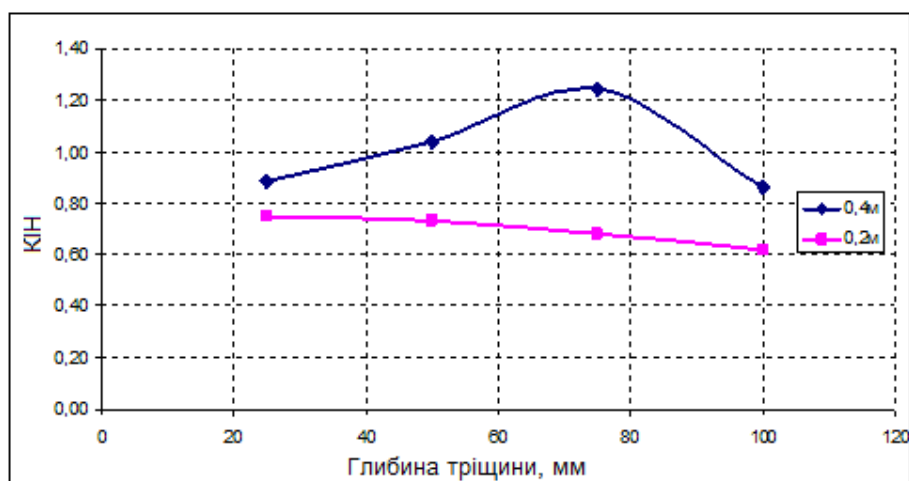


Рис 3.8. Значення КІН у вершині тріщини в залежності від глибини та кроку тріщиноутворення

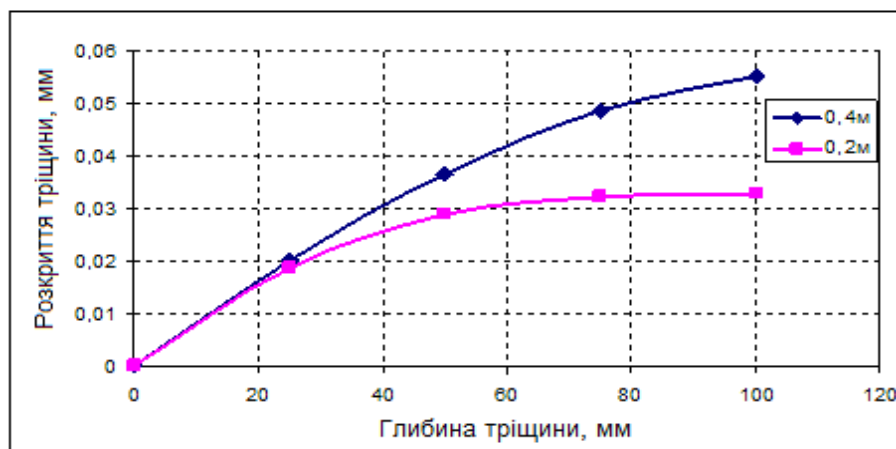


Рис. 3.9. Ширина розкриття тріщин в залежності від їх глибини та кроку тріщиноутворення

В загальному випадку (за умови гіпотетичного кроку тріщиноутворення 0,4м), при тепловиділенні цементу, що досягає 300 Дж/г потенційно можливі напруження нормального розтягу за моделлю в поверхневому шарі бетону, які перевищують критичні значення, що є умовою утворення тріщин (рис. 3.10). Значення КІН у вершині тріщин не перевищують критичного за умови глибини тріщин 130мм (рис. 3.11), а ширина розкриття тріщин внаслідок внутрішніх обмежень може перевищувати 0,1мм (рис. 3.12).

Аналіз напружень в поверхневому шарі бетону з питомим тепловиділенням цементу до 250 Дж/г (рис. 3.10), свідчить про можливість перевищення нормальними напруженнями розтягу за моделлю критичного значення, що є умовою утворення тріщин. При цьому, значення КІН у вершині тріщин не перевищують критичного за умови глибини тріщин 110мм (рис. 3.11), а ширина розкриття тріщин внаслідок внутрішніх обмежень не буде перевищувати 0,1мм (рис. 3.12).

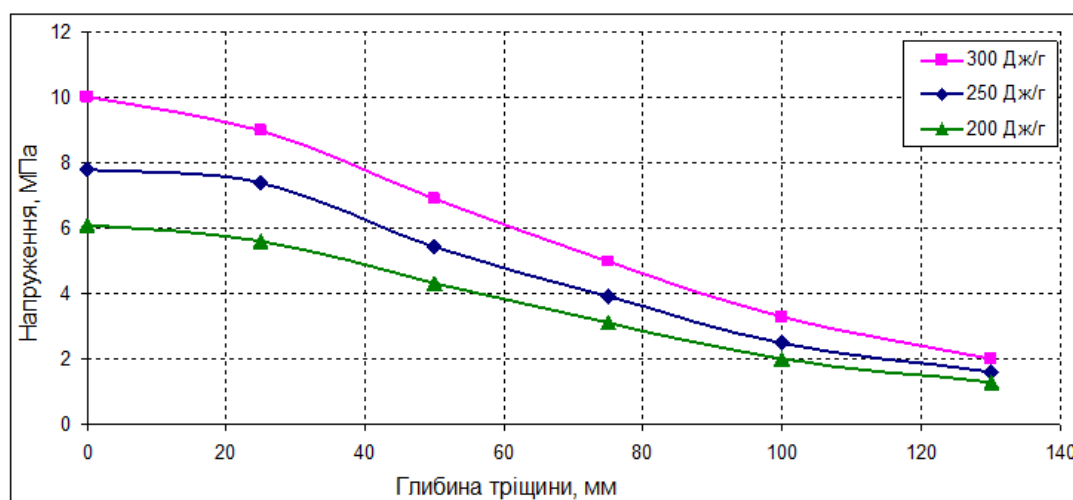


Рис. 3.10. Напруження в поверхневому шарі бетону в залежності від питомого тепловиділення цементу

Напруження в поверхневому шарі бетону з питомим тепловиділенням до 200 Дж/г (рис. 3.10), також можуть перевищувати критичне значення, що є умовою утворення тріщин. Значення КІН у вершинах тріщин не перевищують критичного за умови глибини тріщин 90мм (рис. 3.11), а ширина розкриття

тріщин внаслідок внутрішніх обмежень не буде перевищувати 0,06мм (рис. 3.12). Одержані дані можуть бути використані для оцінки параметрів тріщиноутворення, зумовленого внутрішніми обмеженнями, для бетонів масивних конструкцій на основі цементів з різним питомим тепловиділенням.

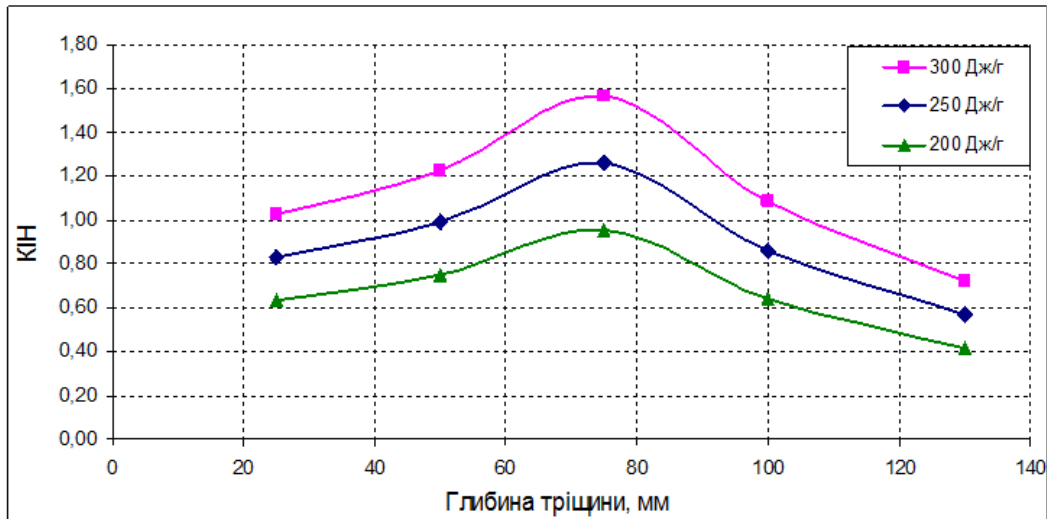


Рис. 3.11. Значення КІН у вершинах тріщин в залежності від їх глибини та питомого тепловиділення цементу

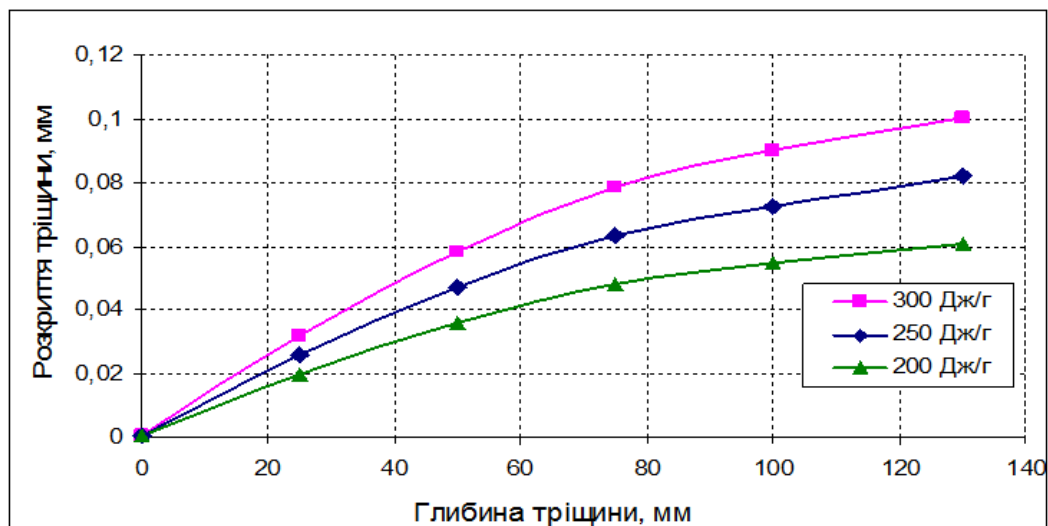


Рис. 3.12. Ширина розкриття тріщин в залежності від їх глибини та питомого тепловиділення цементу

В перерахуванні на температурні градієнти (крок тріщиноутворення 0,4 м), при різниці температур 24 °С критичні значення КІН досягаються при гли-

бині тріщин до 120 мм (рис. 3.13), при цьому ширина розкриття тріщин не перевищує 0,05мм (рис. 3.14). При різниці температур 20 °С критичні значення КІН можуть досягатись при глибині тріщин до 100 мм (рис. 3.13), а ширина розкриття тріщин може досягати 0,04мм (рис. 3.14). При різниці температур менше 16 °С критичні значення КІН фактично не досягаються (рис. 3.13), тобто розвиток тріщин є малоймовірним, а якщо тріщини утворюються, ширина їх розкриття не перевищить 0,03мм (рис. 3.14).

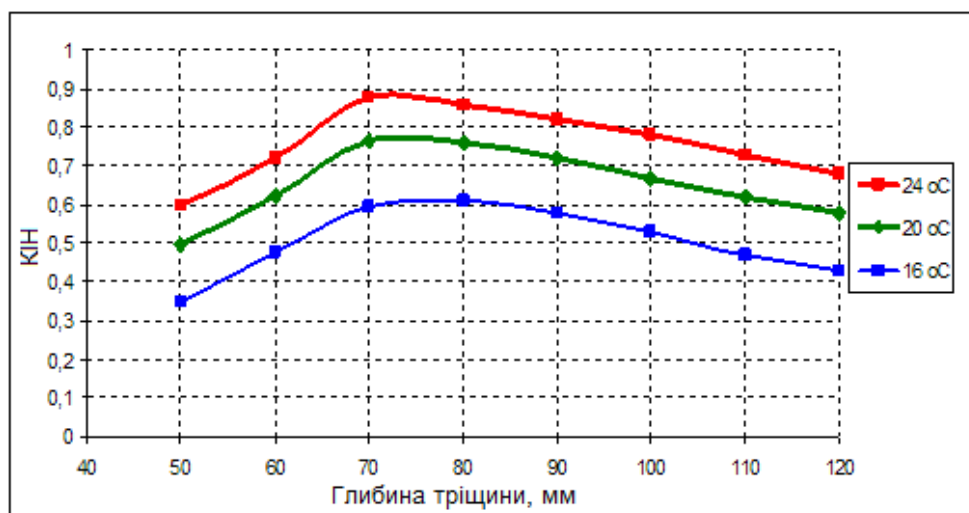


Рис. 3.13 Значення КІН у вершині тріщини в залежності від глибини тріщини і різниці температури в конструкції

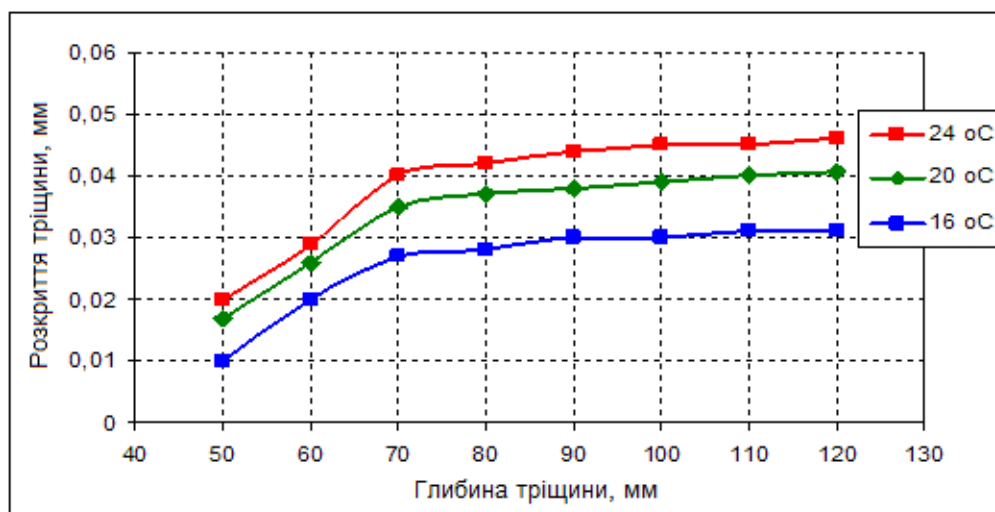


Рис. 3.14. Ширина розкриття тріщин в залежності від їх глибини і різниці температури в конструкції

3.2. Тріщиноутворення внаслідок усадочних деформацій бетону

Монолітний бетон характеризується підвищеними значеннями деформацій усадки, які є причиною довгострокового розкриття тріщин і, відповідно, збільшення проникності та зниження довговічності бетону. Відомо, що усадка бетону корелює із втратою ним вологи, при цьому, внаслідок внутрішніх обмежень (вмісту крупного і дрібного заповнювачів), об'ємна усадка бетону на порядок менша за об'єм видаленої вологи (рис. 3.15). При сезонному висиханні бетону виникають внутрішні розтягувальні напруження, релаксація яких частково відбувається за рахунок утворення внутрішніх мікротріщин і частково за рахунок усадки. Розтягувальні напруження залежить як від ступеня висихання, так і від модуля пружності бетону.

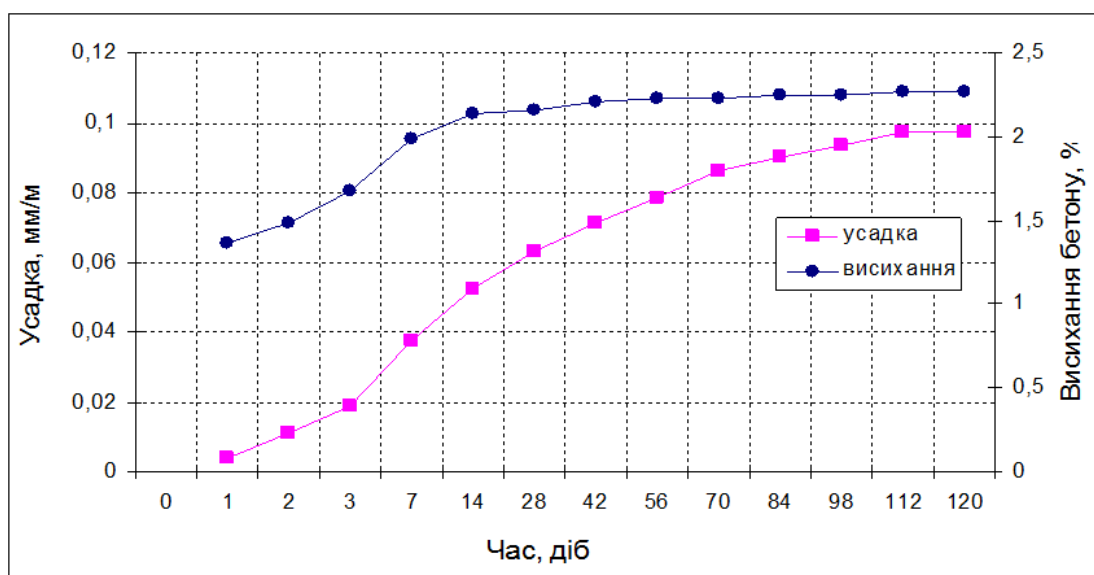


Рис. 3.15. Кореляція між висиханням та усадкою бетону

Тріщиноутворення внаслідок усадочних деформацій можна розглядати як накопичення ушкоджень, що спричинені циклами об'ємних деформацій бетону при сезонному водонасиченні та висиханні. При цьому, за інших рівних умов (склад бетону, міцність та модуль пружності) тріщиностійкість бетону буде визначатися ступенем сезонного висихання. Експериментально встановлено (рис.

3.16), що втрата вологи водонасиченим бетоном при сезонному висушуванні корелює з показником ефективної пористості (коефіцієнт кореляції дорівнює 0,92) [83]. При цьому втрата вологи внаслідок сезонного висушування бетону може складати від 10 до 40% від загального вмісту води адсорбованої капілярами.

Таким чином, зниження вмісту ефективних пор дозволяє уповільнити сезонне висушування та усадочні деформації і підвищити довгострокову тріщиностійкість бетону масивних конструкцій.

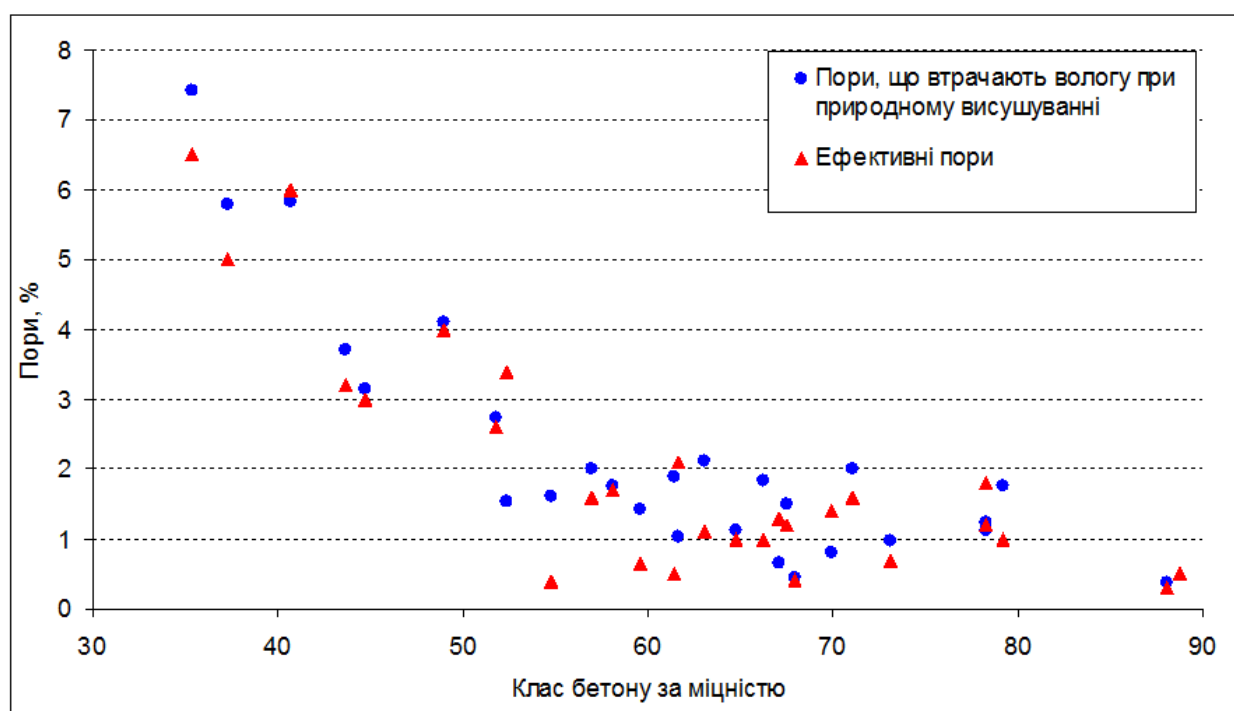


Рис. 3.16. Кореляція між показником ефективної пористості та втратою вологи при сезонному висушуванні

Поряд з сезонним висиханням бетону також доцільно враховувати випаровування води з поверхні бетону конструкції на початкових термінах тверднення, що призводить до прискорення усадочних деформацій та збільшення температурних градієнтів. При цьому, вплив усадочних деформацій на параметри тріщиноутворення бетону також може бути оцінений за допомогою теорії механіки руйнувань та МКЕ.

Приймаючи, що рушійною силою дифузії води із бетону є різниця парціального тиску її парів в порах бетону і навколишньому середовищі, можливе використання законів дифузії для опису висихання і усадочних деформацій по перетину бетону [84]. Враховуючи це, прогнозований за законом Фіка розподіл по перетину бетону усадочних деформацій, за нормальних умов, коли дифузія зумовлена лише різницею вологості в поровому просторі бетону (100%) і навколишньому середовищі (~80%), наведено на рис. 5.17.

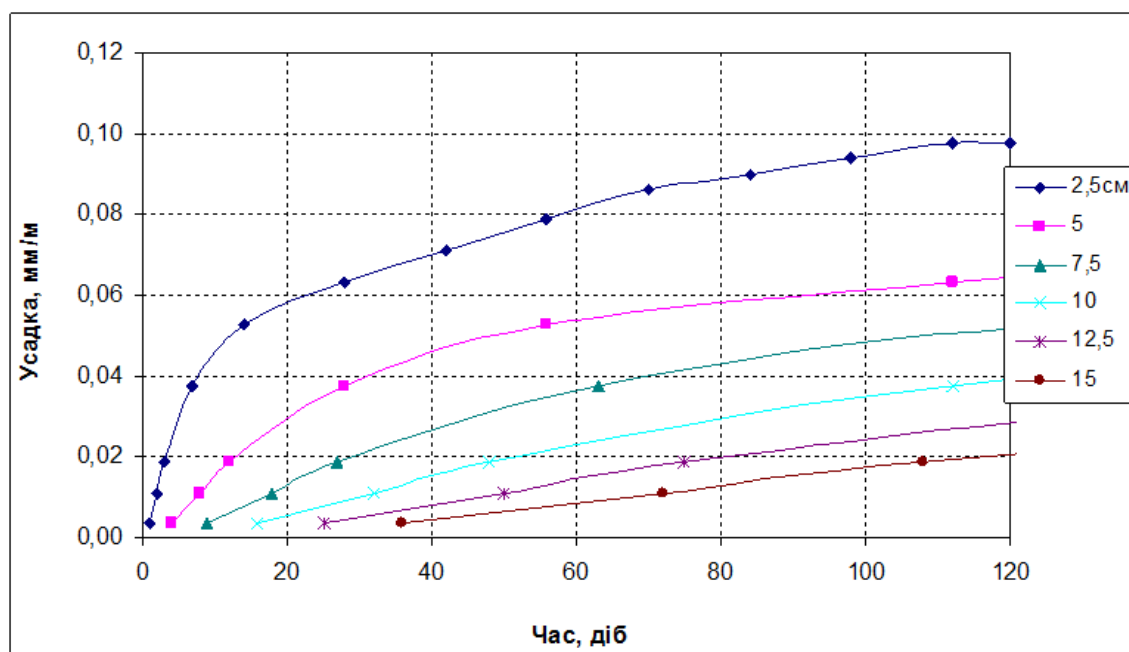


Рис. 3.17. Прогнозована усадка бетону конструкції на різній глибині при 20 °C

Підвищення температури бетону, внаслідок саморозігріву при твердненні або впливу сонячної радіації, призводить до підвищення парціального тиску парів води (табл. 3.2), що викликає прискорення дифузії води з пор бетону у навколишнє середовище і прискорює процеси усадки бетону. Так при підвищенні температури бетону з 20 до 40 °C, внаслідок підвищення парціального тиску парів води (табл. 3.2) дифузія води теоретично збільшується майже в 12 разів, а при підвищенні температури бетону від 20 до 60 °C – більш ніж в 38 разів.

Таблиця 3.2

Тиск насиченого пару води

Температура, °С	20 °С	40 °С	60 °С	80 °С
Тиск насиченого водяного пару, МПа	2339	7385	19948	47416

Таким чином, як видно з рис. 3.18-3.19, прогнозована усадка бетону 0,1мм/м за нормальних умов (температура навколишнього середовища і бетону 20°С) досягається через 120 діб, за умови розігріву бетону до 40 °С - через 10 діб, і через 3 доби – за умови розігріву бетону до 60 °С.

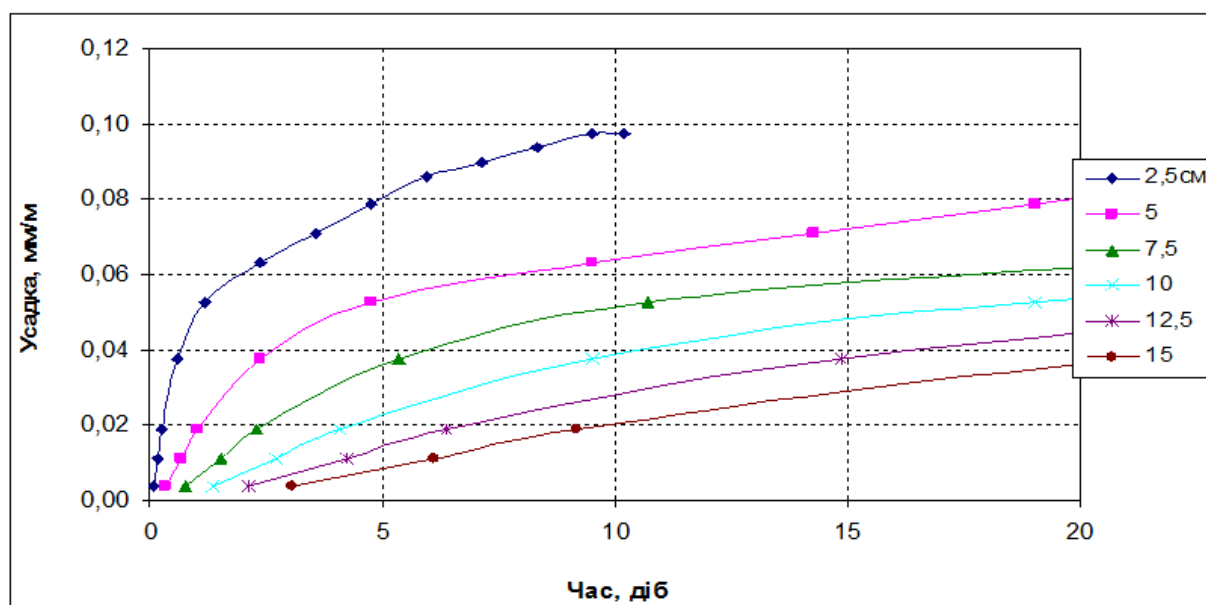


Рис. 3.18. Прогнозована усадка бетону конструкції на різній глибині при 40 °С

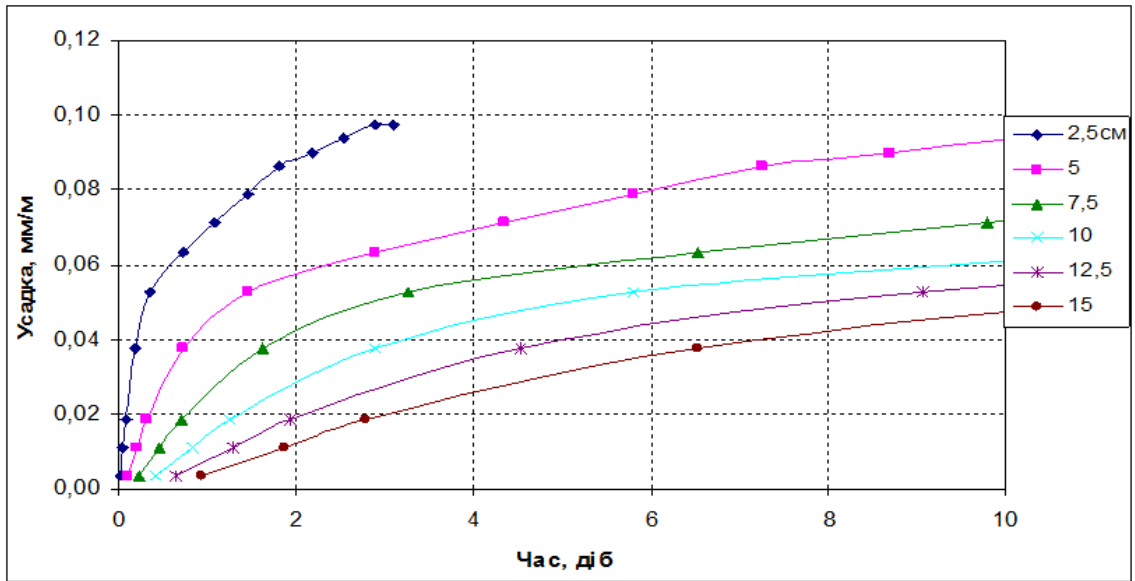


Рис. 3.19. Прогнозована усадка бетону конструкції на різній глибині при 60 °C

Враховуючи наведені вище закономірності, з використанням методу кінцевих елементів було одержано модель усадки бетону та відповідні моделі напружень внаслідок внутрішніх обмежень в поверхневому шарі бетону та вершинах тріщин (рис. 3.20).

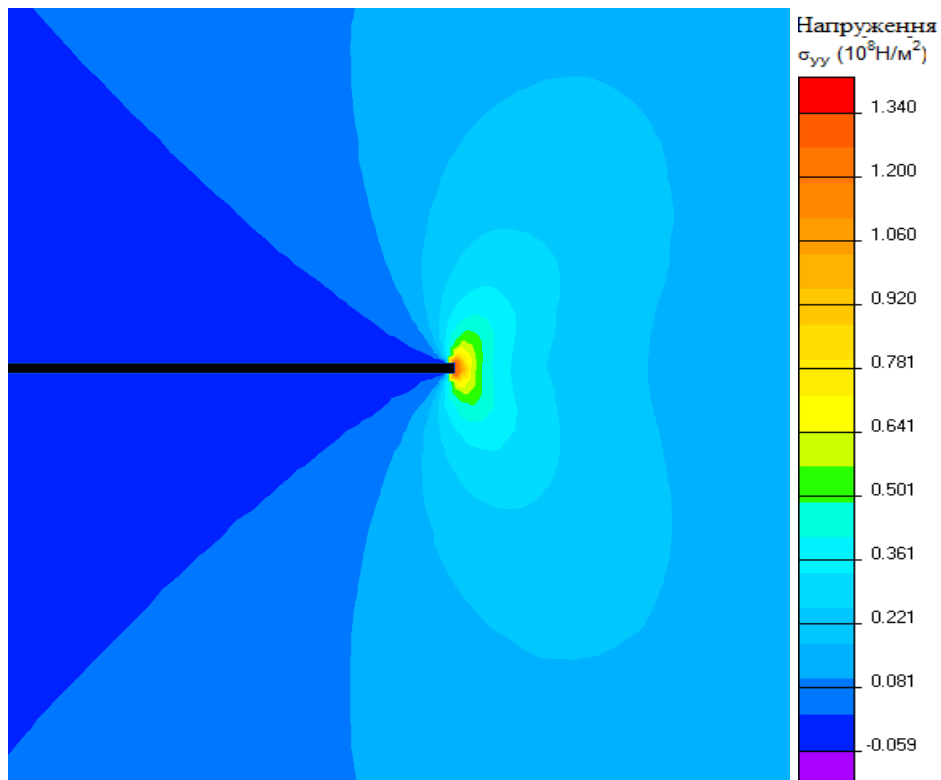


Рис. 3.20. Модель напружень у вершині усадочних тріщин

Для прогнозування ширини розкриття тріщин розглядали модель переміщень в області тріщин (рис. 3.21). В якості критерію утворення тріщини розглядали досягнення нормальними напруженнями розтягу критичного значення. Критерієм подальшого розкриття тріщини приймали досягнення коефіцієнтом інтенсивності напружень у її вершині критичного значення.

Як видно з рис. 3.22, за умови кроку армування i , відповідно, тріщиноутворення до $0,125\text{м}$, напруження розтягу в поверхневому шарі бетону не перевищує міцності бетону на розтяг, тобто умова утворення тріщин не виконується. При цьому, КІН у вершині тріщини (рис. 3.23) не перевищує критичного. Наведені параметри тріщиноутворення є найбільш імовірними при наявності арматурного каркасу з кроком армування до $0,125\text{м}$.

Якщо розглядати випадок усадочних деформацій бетону за умови кроку армування до $0,25\text{м}$, можливе утворення тріщин глибиною до 8 см (рис. 3.22-3.23). При цьому ширина розкриття тріщин не буде перевищувати $0,035\text{ мм}$ (рис. 3.24).

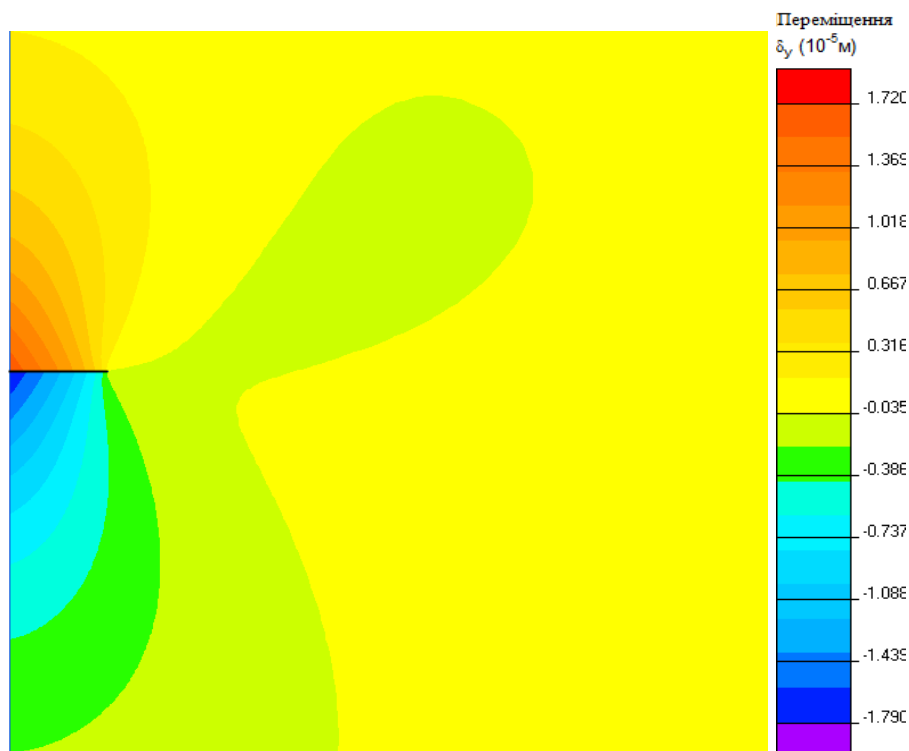


Рис. 3.21. Модель переміщень в області тріщини

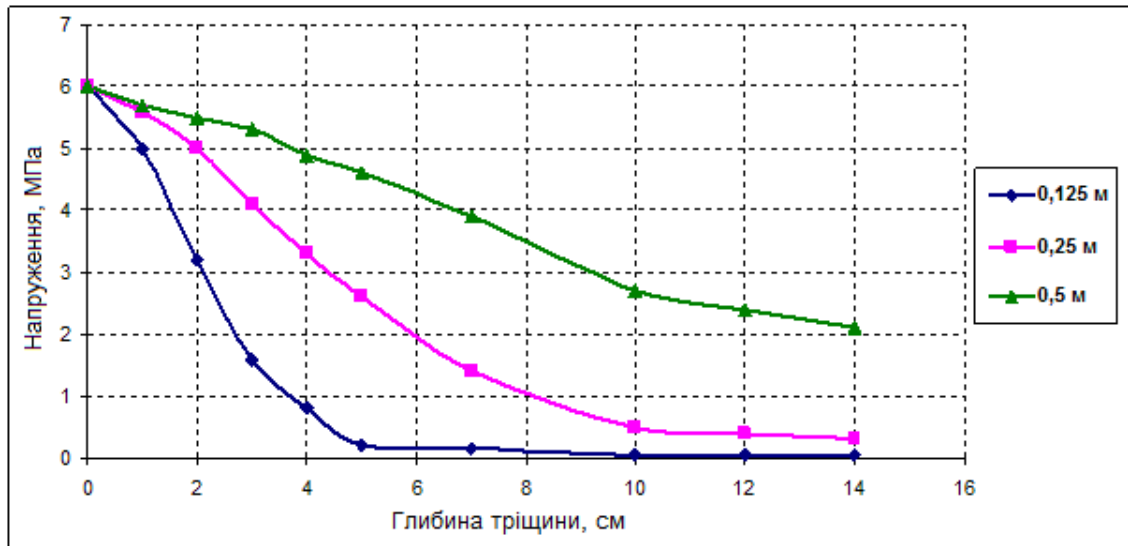


Рис. 3.22. Напруження в поверхневому шарі бетону в залежності від кроку тріщиноутворення та глибини тріщин

За умови кроку тріщиноутворення до 0,5м, внаслідок сезонних усадочних деформацій бетону, можливе утворення тріщин глибиною до 14 см (рис. 3.22-3.23), при цьому ширина розкриття тріщин може досягати 0,060 мм (рис. 5.50). Як видно з рис. 3.24, значення критичного КІН зростає при глибині початкової тріщини до 3 см, а потім починає поступово знижуватись по мірі зростання глибини тріщин.

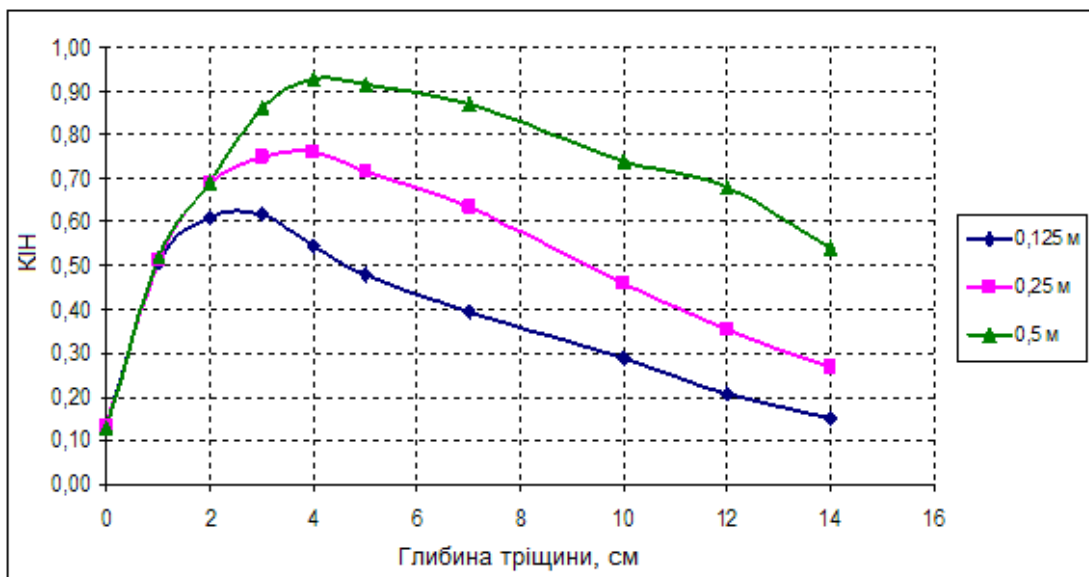


Рис. 3.23. Значення КІН у вершини тріщини в залежності від кроку тріщиноутворення та глибини тріщин

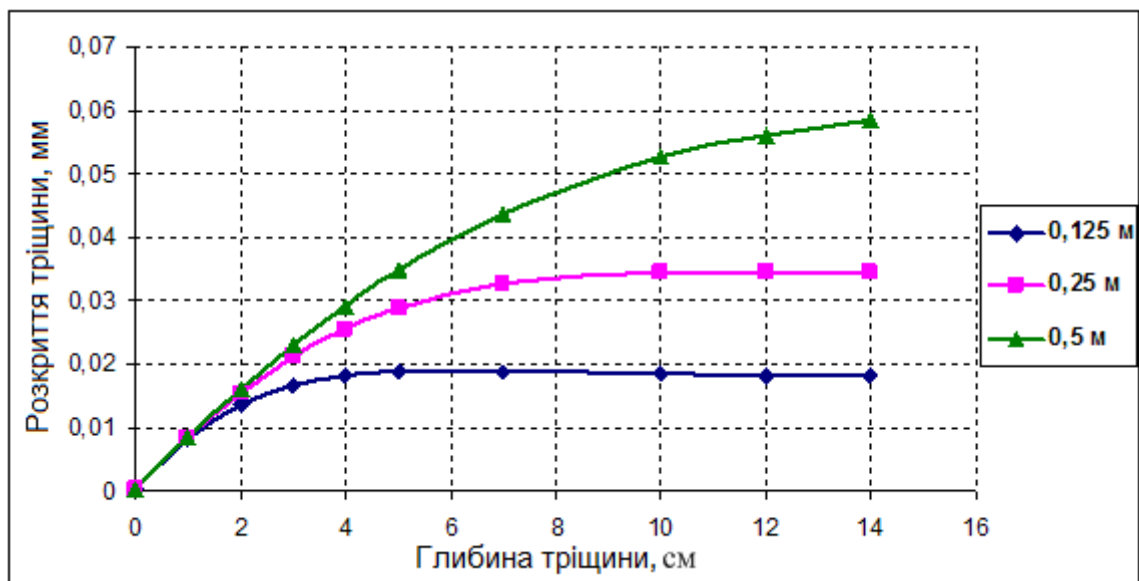


Рис. 3.24. Розкриття тріщин в залежності від кроку тріщиноутворення та глибини тріщин

Слід враховувати, що високоміцні бетони характеризуються порівняно вищим модулем пружності і відповідно вищим значеннями КІН (рис. 3.25) та напруженнями в поверхневому шарі бетону (рис. 3.26), що обумовлює більшу імовірність утворення і розкриття тріщин.

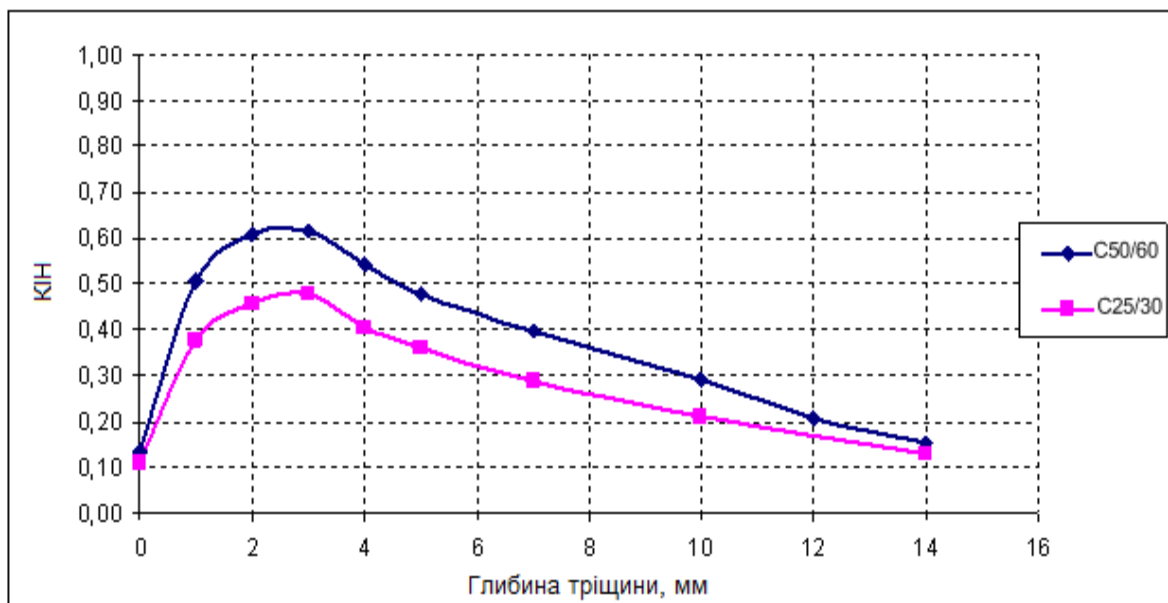


Рис. 3.25. Залежність КІН у вершині тріщини від глибини тріщини та класу бетону

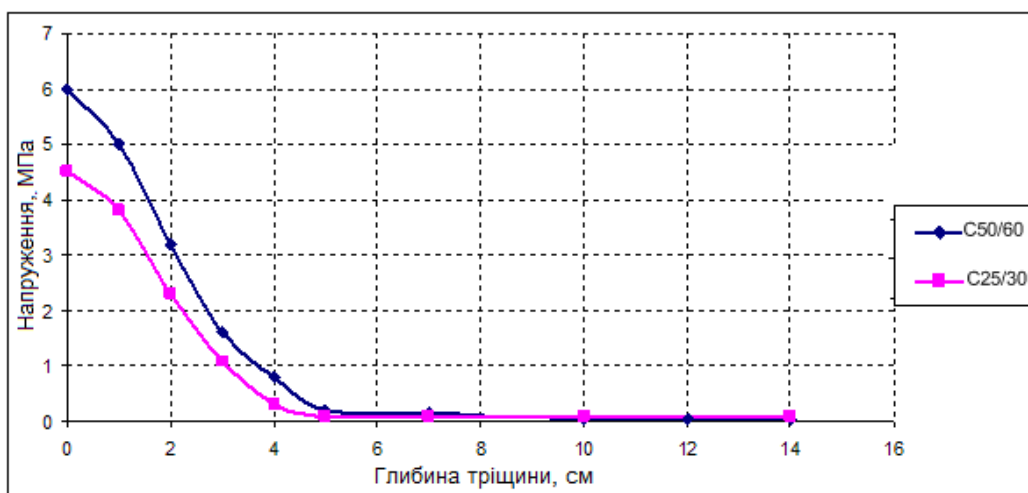


Рис. 3.26. Залежність напруження від глибини тріщини та класу бетону

Одним з шляхів мінімізації тріщиноутворення в бетоні є застосування добавок, що регулюють процеси усадки і розширення [85-88]. Як видно з рис.3.27, збільшення рівня самонапруження бетону призводить до зниження напружень розтягу в його поверхневому шарі. Хоча при самонапруженні бетону на рівні 2,2 МПа і кроці тріщиноутворення до 0,125м, напруження розтягу в захисному шарі бетону перевищують міцність бетону на розтяг, значення КІН залишаються нижче критичних (рис. 3.28), тобто розкриття тріщин є малоімовірним. Напруження розтягу в захисному шарі, нижчі ніж міцність бетону на розтяг, забезпечуються при самонапруженні бетону на рівні 4,4 МПа.

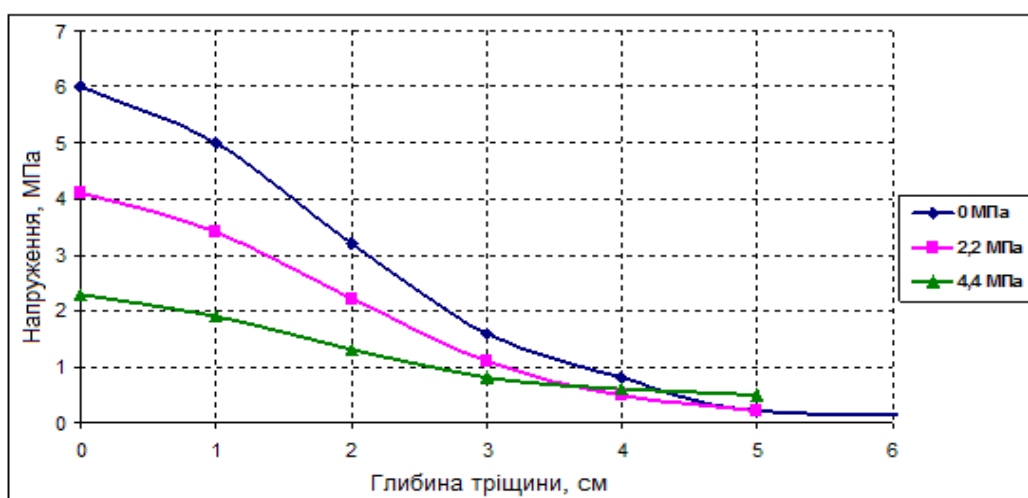


Рис. 3.27. Напруження в поверхневому шарі бетону в залежності від самонапруження бетону та глибини тріщин

Напруження розтягу в захисному шарі, нижчі ніж міцність бетону на розтяг, забезпечуються при самонапруженні бетону на рівні 4,4 МПа.

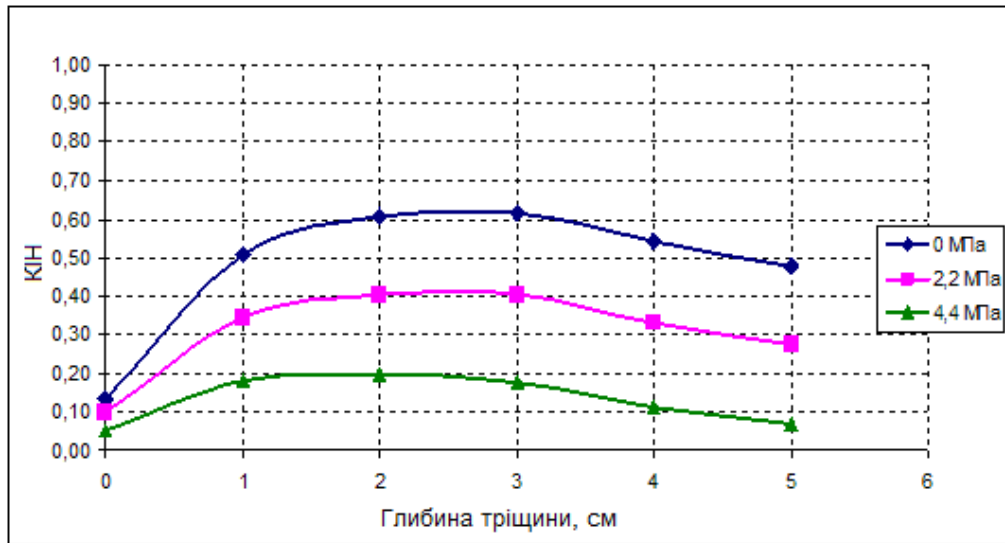


Рис. 3.28. Значення КІН у вершині тріщини в залежності від самонапруження бетону та глибини тріщин

Наведене вище доповнюється даними (рис. 3.29), що свідчать про закриття тріщин майже на 70% та зменшення їх глибини більше ніж в 2 рази, при самонапруженні бетону робочого складу на рівні 4,4 МПа. Зниження самонапруження бетону до 2,2 МПа призводить до закриття усадочних тріщин на 31% та зменшення їх глибини в 1,5 рази.

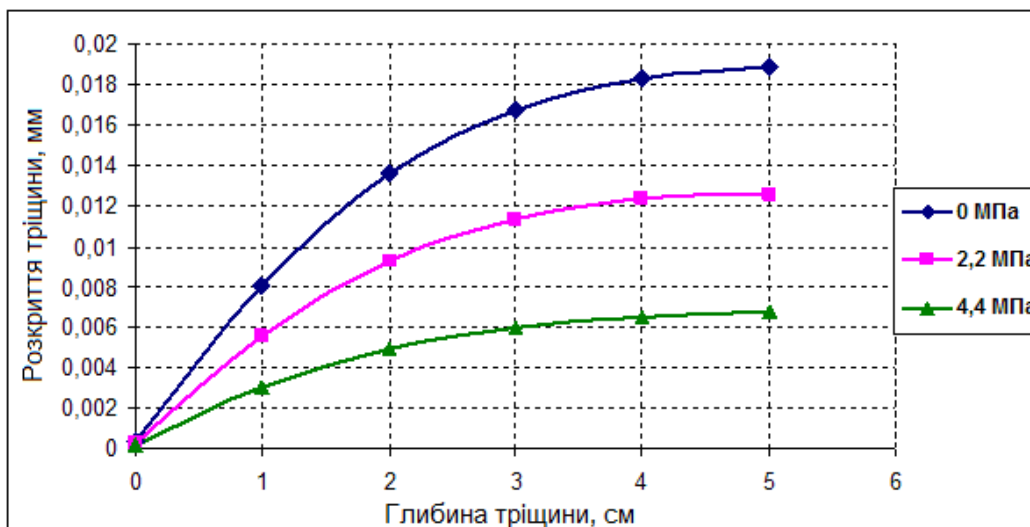


Рис. 3.29. Розкриття тріщини в захисному шарі в залежності від самонапруження бетону

Отже, прогнозування параметрів тріщиноутворення бетону масивних конструкцій, внаслідок власного термонапруженого стану та усадки, може бути здійснено на стадії проектування шляхом моделювання методом кінцевих елементів з використанням положень теорії механіки руйнування та при врахуванні процесів тепло- масопереносу і їх впливу на механічні властивості залізобетону.

Мінімізація тріщиноутворення досягається шляхом організації технологічного супроводу бетонування, що базується на результатах моделювання термонапруженого стану залізобетону та дозволяє завчасно обрати технологію активного догляду (примусове охолодження бетону конструкції) або пасивного догляду (утеплення бетону, укриття поліетиленовою плівкою) за бетоном масивних конструкцій. Контроль температурного режиму тверднення бетону та регулюючі заходи доцільно здійснювати за результатами моніторингу температури бетону конструкції шляхом співставлення з результатами імітаційного моделювання термонапруженого стану[89]. За результатами технологічного супроводу бетонування ряду об'єктів було забезпечено бездефектність конструкцій на проектному рівні, що підтверджує достовірність розроблених моделей тріщиноутворення та ефективність обраних технологій догляду за бетоном.

4. Забезпечення бездефектності масивних конструкцій шляхом організації технологічного супроводу

4.1. Загальні положення технологічного супроводу

Невід'ємною частиною забезпечення бездефектності залізобетонної конструкції є організація технологічного супроводу їх бетонування. Для мінімізації ризику утворення тріщин в масивних бетонних конструкціях внаслідок власного термонапруженого стану залізобетону існує ряд нормативних обмежень рекомендаційного характеру [14], а саме різниця температур в конструкції не повинні перевищувати: між ядром і боковою поверхнею -18°C ; між ядром і верхньою поверхнею -16°C ; між ядром і нижньою поверхнею -16°C . Швидкість охолодження бетону масивних конструкцій з модулем поверхні менше 4 визначається розрахунком, і у загальному випадку не повинна перевищувати $1^{\circ}\text{C}/\text{добу}$. Вибір режиму догляду за бетоном, що забезпечить мінімальні напруження в масивних бетонних конструкціях, потребує моделювання термонапруженого стану залізобетону. Для одержання моделі тепловиділення бетону, максимально наближеної до реальних умов тверднення, доцільно виконувати дослідження тепловиділення бетону номінального складу в адіабатичному калориметрі за ДСТУ Б В.2.7-225:2009 [82]. Моделювання термонапруженого стану бетону конструкції за певних кліматичних умов, в залежності від технології догляду за бетоном, може бути реалізовано в будь-якому програмному комплексі, що передбачає вирішення теплових і механічних задач за методом кінцевих елементів. Наведені далі результати моделювання одержані в програмному комплексі «ELCUT» (теплові та механічні задачі) методом кінцевих елементів.

За результатами моделювання термонапруженого стану масивної конструкції визначають параметри технології догляду за бетоном: максимально допустиму початкову температуру бетонної суміші для зниження максимальної

температури розігріву бетону конструкції; максимальні значення різниці температури в перетинах бетонної конструкції та швидкість охолодження бетону для забезпечення допустимої ширини (глибини) розкриття тріщин; параметри шару утеплювача для різних поверхонь конструкції та параметри охолодження для забезпечення допустимої різниці температур і швидкості охолодження бетонної конструкції; час зняття утеплювача в залежності від швидкості охолодження бетону і середньодобової температури навколишнього повітря; максимальний інтервал між укладанням шарів бетону для запобігання контакту бетону, структуроутворення якого розпочалося, зі свіжим бетоном; параметри моніторингу температури бетону конструкції з огляду на кінетику його тепловиділення. Для контролю відповідності параметрів тверднення бетону конструкції параметрам, одержаним за результатами моделювання, здійснюють моніторинг температури бетону конструкції та реалізують необхідні коригувальні заходи. Моніторинг температури базується на результатах моделювання термонапруженого стану в контрольних точках конструкції. Отримання фактичних значень тепловиділення бетону в масиві для розрахунку термічних напружень в конструкції здійснюється з використанням системи перетворювачів температури.

4.2. Бетонування ростверку кафедрального собору УПЦ

Основною метою технологічного супроводу бетонування плити ростверку кафедрального собору УПЦ загальним об'ємом 10000 м^3 , що зводилася у м. Києві (2011р.) було забезпечення тріщиностійкості з обмеженням ширини розкриття тріщин до $0,1 \text{ мм}$. Особливістю конструкції було заземлення на основі (палями) та безперервна подачу бетону протягом 38 годин. Була використана бетонна суміш виробництва ПБГ «Ковальська» при забезпеченні класу бетону за міцністю на стиск В30, що доставлялася на об'єкт автобетоновозами.

4.2.1. Моделювання термонапруженого стану бетону ростверку.

На підставі аналізу конструкції залізобетонної плити ростверку [90], контроль температури за моделлю та розстановку термодатчиків в плиті ростверку було рекомендовано проводити у відповідності зі схемою, наведеною на рис.4.1.

Для бетону номінального складу виконано дослідження тепловиділення в адіабатичному калориметрі за ДСТУ Б В.2.7-225:2009.

На підставі даних, отриманих в адіабатичному калориметрі, методом Монте-Карло підібрано коефіцієнти для рівняння (4.1) із умови максимального наближення теоретичної кривої тепловиділення до фактично отриманої (рис. 4.2-4.3).

$$Q(\tau) = Q_{28} \cdot \left(1 - e^{-1.5 \cdot \tau^{2.8}} \right), \quad (4.1)$$

де: $Q_{28} = 79,3 \text{ Вт/кг}$ - інтегральне тепловиділення бетону за період 28 діб в перерахунку на цемент (визначено по рис.4.2); T – час.

Залежність (4.1) використано для моделювання розвитку температури бетону конструкції в контрольних точках (рис. 4.4-4.5) і виникаючих напружень (рис. 4.6).

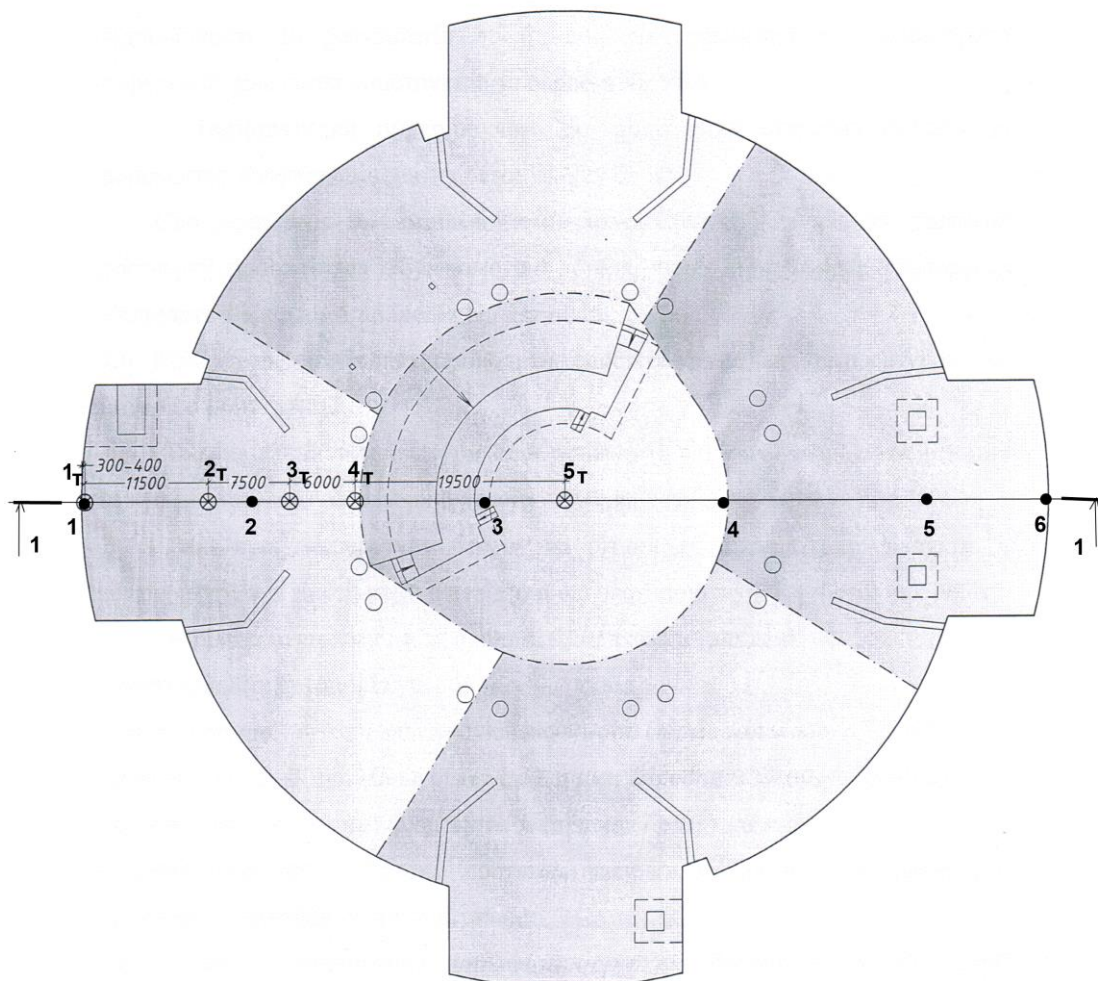


Рис. 4.1. Схема розміщення точок контролю температури в плиті ростверку:

- ⊗ 1т – 5т Точки установки термодатчиків в плиті ростверку -
по 4 термодатчика в точці: 2 на відстані 150мм від верхньої і нижньої
граней плити, 2 на відстані 600 і 1200 мм від верхньої грані плити
- 1 – 6 Точки контролю температури за моделлю (по горизонталі): по 5
точок контролю температури по висоті плити - 2 на відстані 150мм
від нижньої і верхньої граней плити (позначення n-1 і n-5, відповідно),
2 на відстані 500 мм від верхньої і нижньої грані плити (позначення
n-4 і n-2, відповідно) і одна по центру плити (позначення n-3).
Примітка: n-номер точки по горизонталі

Моделювання виконувалося з використанням наступних вихідних даних: теплопровідність бетону - $1.9 \text{ Вт}/^\circ\text{С}\cdot\text{м}$ (ДБН Б.2.6-31:2006); теплоємність бетону - $1045 \text{ Дж}/\text{кг}\cdot\text{К}$ (розрахована відповідно до ДСТУ Б В.2.7-225:2009); тепловіддача з бетонних поверхонь - $24 \text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot^\circ\text{С})$ (відповідає швидкості вітру $\sim 5 \text{ м}/\text{сек}$); модуль пружності бетону $E_b = 32,5 \text{ ГПа}$; коефіцієнт Пуассона - $0,065$; коефіцієнт теплового розширення бетону $\alpha = 0,00001 \text{ }^\circ\text{С}^{-1}$ (ДБН Б. .2.6-31:2006).

Характеристики опалубки: товщина 40 мм , теплопровідність $0.17 \text{ Вт}/^\circ\text{С}\cdot\text{м}$. Ізоляція, влаштована по опалубці - 100 мм пінополістиролу теплопровідністю $0.04 \text{ Вт}/^\circ\text{С}\cdot\text{м}$.

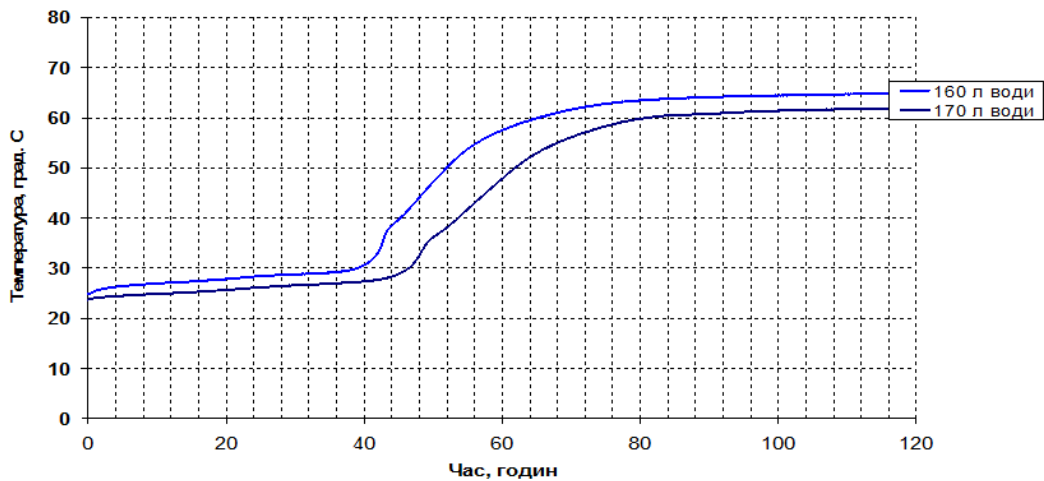


Рис. 4.2. Зміна в часі температури бетону номінального складу

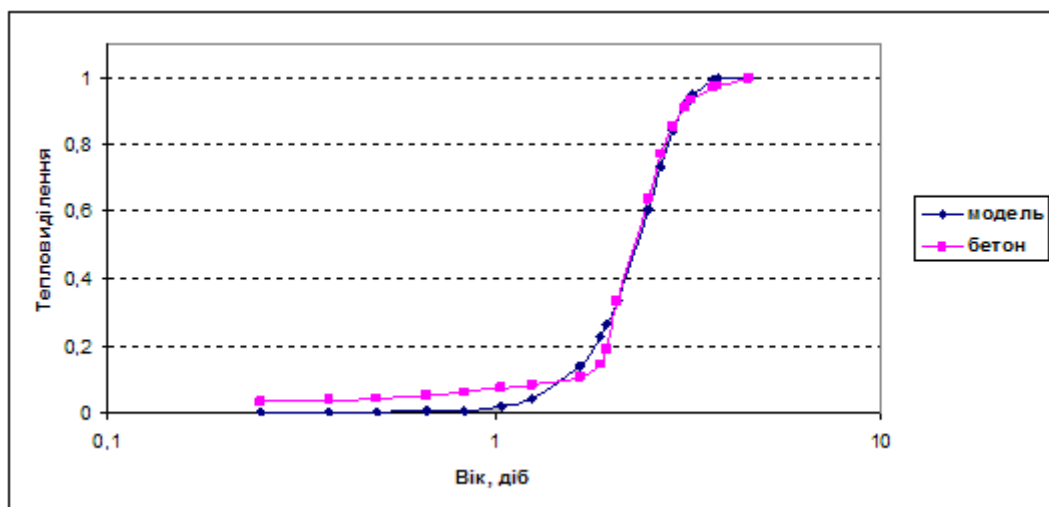


Рис. 4.3. Експериментальна крива (бетон), що характеризує фактичне тепловідділення бетону в адіабатичних умовах, і теоретична крива (модель)

Характеристики ізоляції для поверхні бетону: горизонтальні поверхні - 40 мм пінополістиролу з теплопровідністю 0.04 Вт/°С·м; вертикальні поверхні - 100 мм пінополістиролу з теплопровідністю 0.04 Вт °С·м.

Температура бетонної суміші під час укладки приймалась рівною 20 °С.

Аналіз термонапруженого стану за моделлю здійснюється в контрольних точках, зазначених на рис. 4.1 (перетин 1-1).

Результати моделювання термонапруженого стану бетону ростверку, при твердненні без системи охолодження розглянуто на прикладі контрольних точок з термодатчиками 1-1...1-5 (рис. 4.4) та 2-1...2-5 (рис. 4.5).

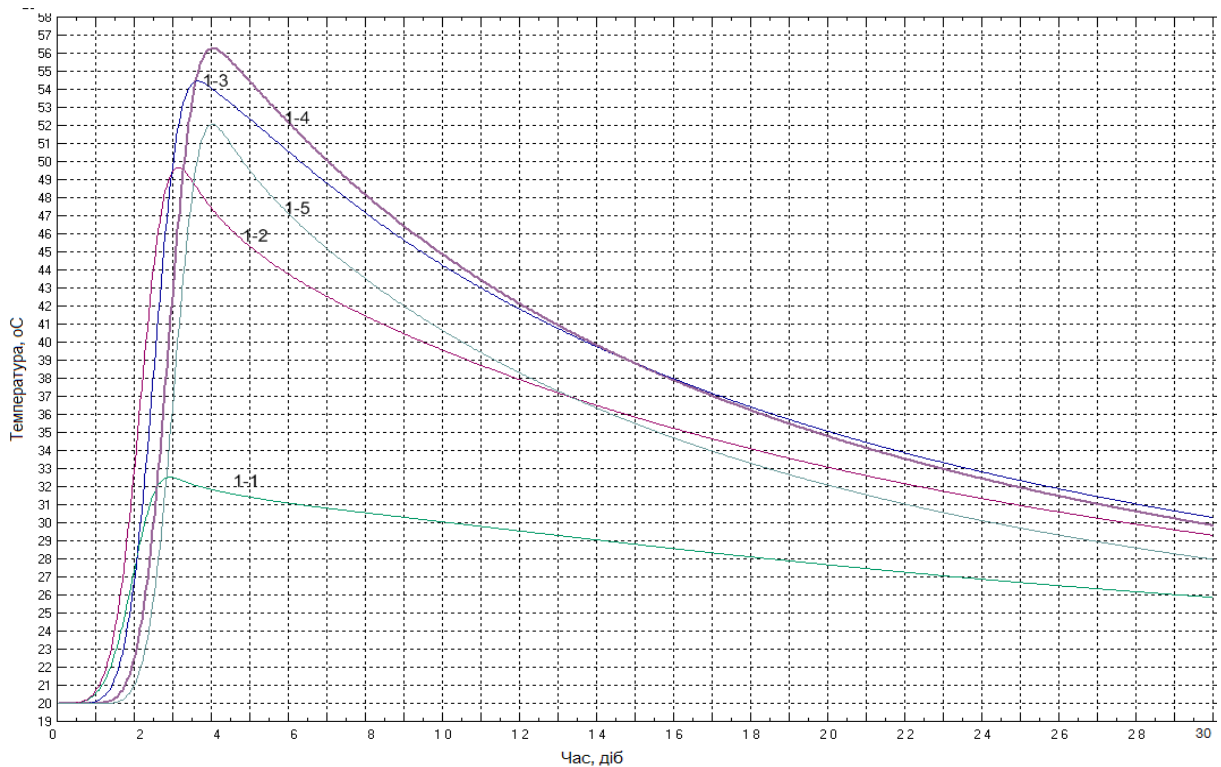


Рис.4.4. Зміна в часі температури за моделлю в перерізі бетонної плити ростверку в точках 1-1 ... 1-5

Аналіз зміни температури в перерізі бетонної плити ростверку на рис. 4.4 і 4.5 дозволяє зробити наступні висновки: температурні показники бетону є прийнятними, крім різниці температур між ядром (2-3) і точкою 1-1: $\Delta \sim 26$ °С та між ядром (2-3) і точкою 2-1: $\Delta \sim 21$ °С. Максимальна температура в ядрі досягає 60 °С, що виключає ризик формування вторинного етрінгиту (гранична температура 65-70 °С) [78]. Швидкість охолодження не перевищує 1 °С/добу.

Припинення догляду за бетоном доцільно після досягнення різниці температур між ядром ростверку і температурою навколишнього середовища $16\text{ }^{\circ}\text{C}$ (повинно бути визначено в ході моніторингу температурного режиму тверднення, за моделлю ~ 35 днів). Подібний аналіз виконаний для всіх контрольних точок.

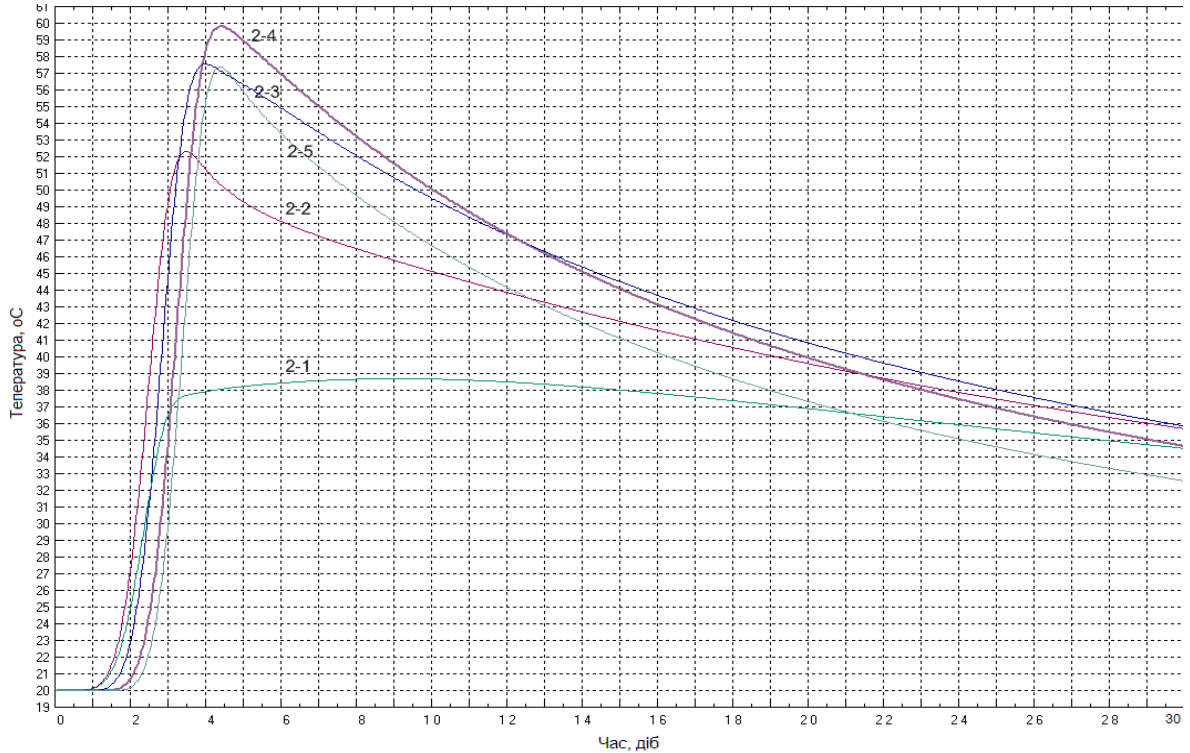


Рис. 4.5. Зміна в часі температури за моделлю в перерізі бетонної плити ростверку в точках 2-1 ... 2-5

Результати моделювання розподілу температури в бетонній конструкції, були використані для побудови розподілу напружень. На рис. 4.6 наведено приклад розподілу температурних напружень, отриманих з використанням відповідних моделей розподілу температури у найбільш напружених точках перетину 1-1 ростверку через 4 доби тверднення; а) точки 1 ... 2, б) точки 3 ... 4; в) точки 5 ... 6 (рис. 4.1).

На підставі аналізу даних рис. 4.6 зроблено наступні висновки: максимальне напруження розтягу по вертикальних поверхнях перетину ростверку досягає $6,4\text{ МПа}$; максимальне напруження розтягу по горизонтальних поверхнях перетину ростверку становить $4,6\text{ МПа}$; в інших частинах перетину напруження розтягу не перевищують міцності бетону на розтяг (до $1,5\text{ МПа}$).



Рис. 4.6. Термічні напруження у найбільш напружених точках перетину 1-1 ростверку через 4 доби тверднення; а) точки 1...2, б) точки 5...6 (рис. 4)

Аналіз сингулярності напружень у вершинах тріщин (рис.4.7) в найбільш напружених частинах перетину ростверку свідчить, що критичні значення КІН можуть досягатися при глибині тріщин до 110 мм (рис. 4.8 а), при цьому ширина розкриття тріщин не перевищить 0,1мм (рис. 4.8 б).

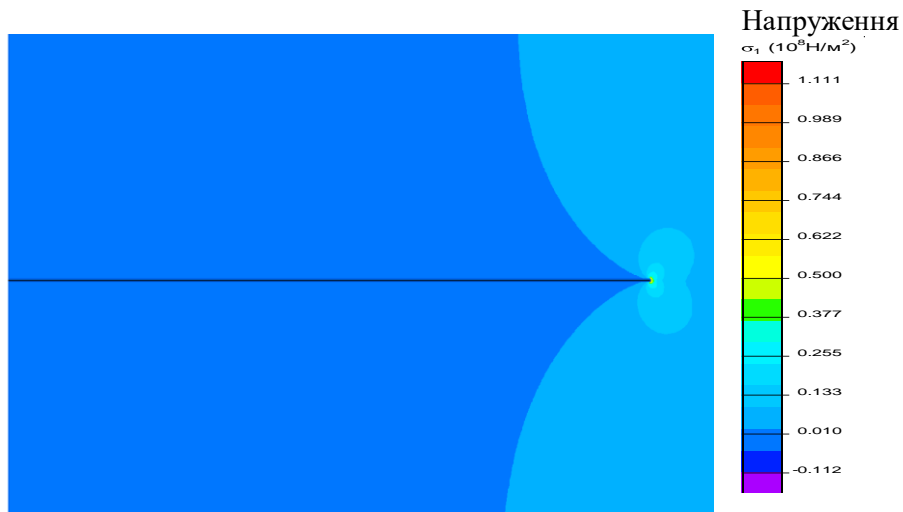


Рис. 4.7. Моделювання ширини і глибини розкриття тріщин на поверхні ростверку

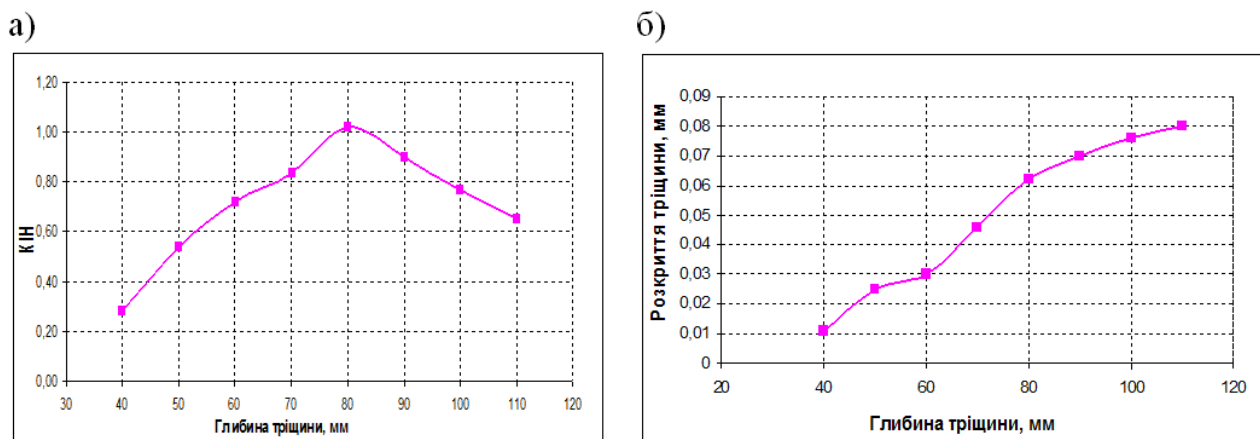


Рис.4.8. Значення K_{1N} у вершині тріщини (а) та ширина розкриття тріщин (б) в залежності від їх глибини

Таким чином, за допомогою моделювання термонапруженого стану бетону конструкції встановлено, що найбільші напруження спостерігаються на 3-4 добу тверднення бетону на вертикальних поверхнях ростверку з подальшим зниженням напружень по мірі охолодження ядра конструкції.

За результатами аналізу моделей термонапруженого стану бетону плити ростверку розроблено наступні рекомендації:

1. Для мінімізації ширини розкриття тріщин на поверхні бетону ростверку рекомендується забезпечити його тверднення під шаром пінополістиролу (теплопровідність $0.04 \text{ Вт/}^\circ\text{C}\cdot\text{м}$) товщиною не менше 40 мм - для горизонтальних поверхонь і 100 мм - для вертикальних поверхонь.

2. Для запобігання пересушування бетонної суміші відразу ж після її укладання і ущільнення необхідно організувати її укриття поліетиленовою плівкою під шаром пінополістиролу.

3. Зняття утеплювача і опалубки доцільно проводити не раніше охолодження ядра конструкції до температури, що на 16°C перевищує середньодобову температуру навколишнього повітря. При знятті опалубки раніше зазначених строків, час розкриття бетону не повинен перевищувати 4 годин з подальшим укриттям поліетиленовою плівкою та шаром пінополістиролу товщиною не менше 100 мм.

4. Вимірювання температури бетону ростверку доцільно проводити з інтервалом не менше ніж один раз на 8 годин перші 2 доби тверднення і 1 раз на добу, починаючи з 3 доби до зняття утеплювача. Паралельно з вимірюванням температури бетону ростверку необхідно фіксувати температуру повітря.

4.2.2. Моніторинг фактичної температури в бетоні ростверку. Моніторинг температури в бетоні ростверку здійснювали в контрольних точках у відповідності зі схемою, наведеною на рис.4.1. Як видно з результатів моніторингу температури (рис. 4.9-4.10), фактичний розігрів бетону в конструкції на 13% перевищує розігрів бетону в адіабатичному калориметрі. При цьому фактичне тепловиділення в ядрі бетону ростверку досягає $Q_{28} = 90$ Вт/кг цементу при $Q_{28} = 79,3$ Вт/кг в адіабатичному калориметрі. Як видно з рис. 4.9-4.10, різниця температур між ядром (точки 2, 3, 5) і боковою поверхнею (точка 1) конструкції не перевищувала 18°C ; між ядром і верхньою поверхнею конструкції не перевищувала 16°C . Різниця температури між ядром і нижньою поверхнею не перевищувала 16°C ; швидкість охолодження бетону монолітної масивної конструкції не перевищувала $1^{\circ}\text{C}/\text{добу}$. Зняття утеплювача і опалубки робили після охолодження ядра конструкції до температури, що на 16°C перевищувала середньодобову температуру навколишнього повітря, після 30 діб тверднення.

Таким чином, ключові рекомендації щодо допустимої різниці температур і швидкості охолодження бетону, спрямовані на мінімізацію ризику утворення тріщин в масивних бетонних конструкціях, були дотримані. Розкриття термічних тріщин на горизонтальних поверхнях ростверку не перевищило 0,1 мм. На вертикальних поверхнях тріщини практично були відсутні. Максимальна температура в ядрі бетону не перевищувала 60°C , тобто ризик формування вторинного еtringіту, що викликає утворення тріщин в цементній матриці бетону, відсутній.

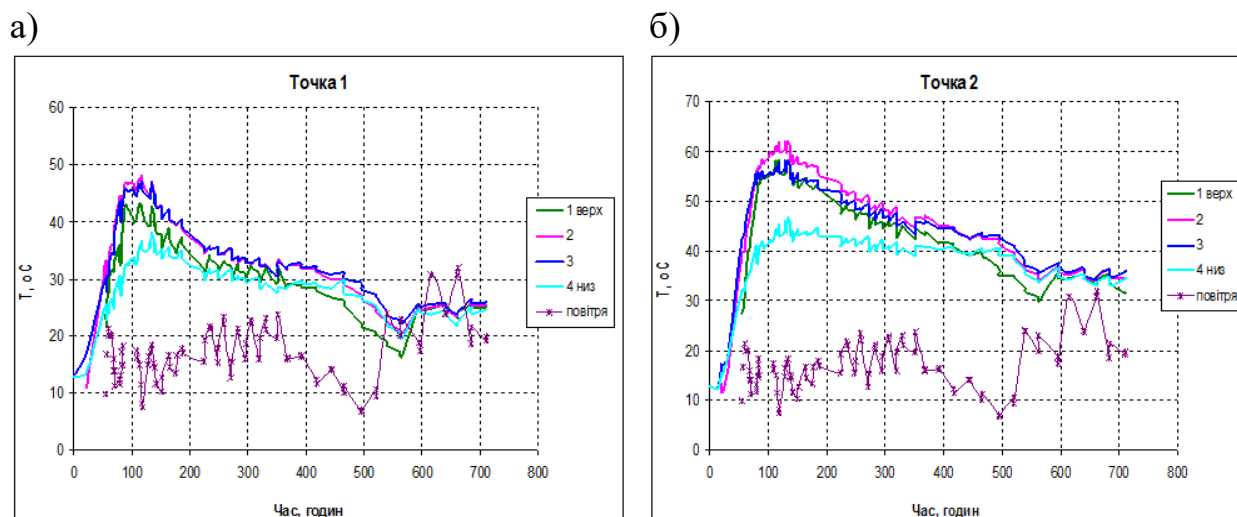


Рис. 4.9. Зміна температури бетону в контрольних точках: а) 1; б) 2 рост-верку

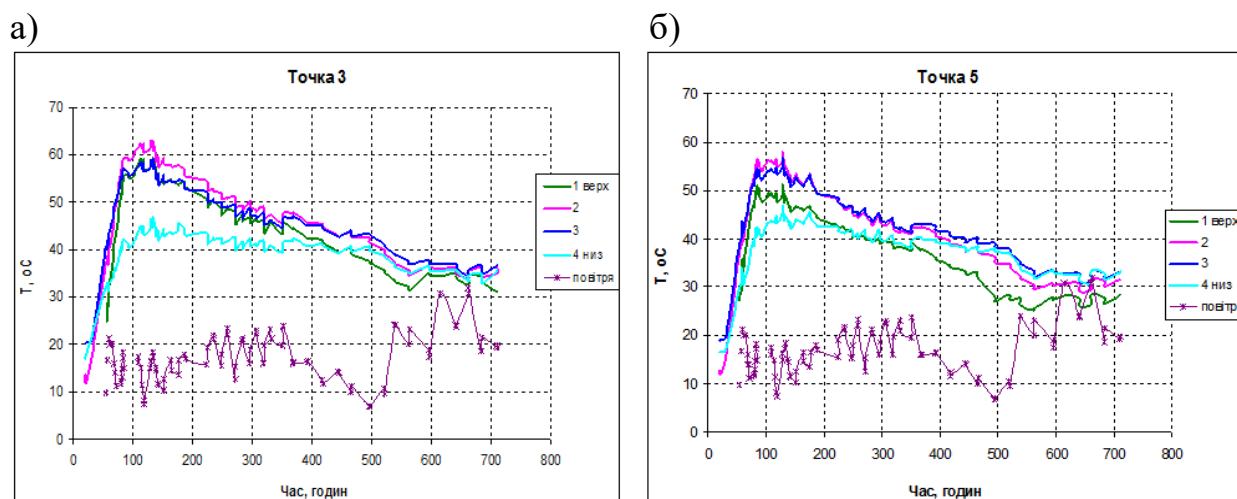


Рис. 4.10. Зміна температури бетону в контрольних точках: а) 3; б) 5 рост-верку

Отже, технологічний супровід бетонування за результатами моделювання температурного режиму тверднення бетону ростверку дозволив забезпечити відповідність рекомендаціям щодо допустимої різниці температури і швидкості охолодження бетону та обмежити ширину розкриття термічних тріщин на поверхнях ростверку до 0,1 мм.

4.3. Бетонування фундаментної плити громадського центру по вул. Шолуденка у Шевченківському районі м.Києва

Метою технологічного супроводу бетонування фундаментної плити громадського центру (ТОВ «АНТ ЯПІ», 2012р) по вул. Шолуденка, на перетині просп. Перемоги і вул. Борщагівської у Шевченківському районі м. Києва, загальним об'ємом 15000 м³ бетону, було забезпечення тріщиностійкості з обмеженням ширини розкриття тріщин до 0,2 мм. Особливістю бетонного масива було зацімлення по периметру «стіною в ґрунті», що істотно ускладнювало його бездефектне влаштування.

4.3.1. Моделювання термонапруженого стану бетону. Результати дослідження тепловиділення бетону номінального складу, що виконувалися в адіабатичному калориметрі за ДСТУ Б В.2.7-225: 2009, наведено на рис. 4.11.

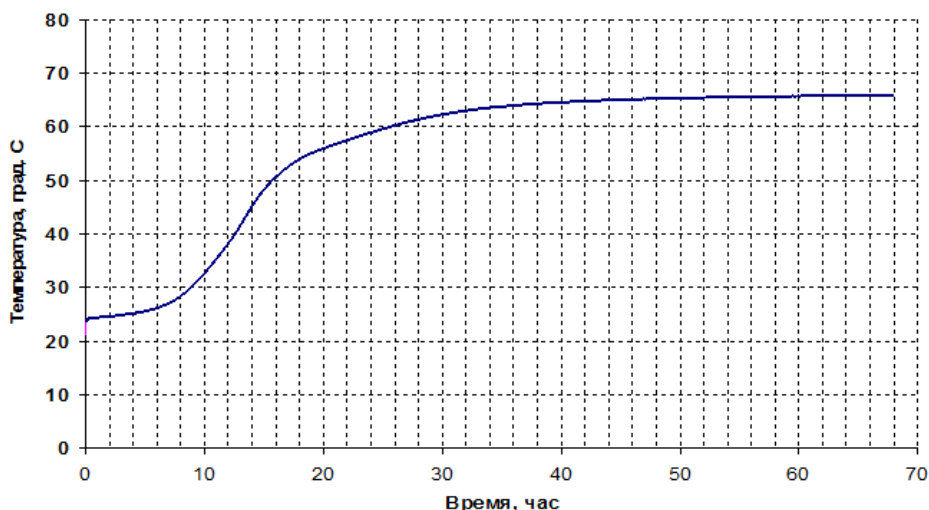


Рис.4.11. Кінетика підйому температури бетону номінального складу

Аналіз кінетики тепловиділення номінального складу бетону дозволив зробити наступні висновки:

1. Тривалість індукційного періоду не перевищує 8 годин від замішування бетону, після чого починається інтенсивне тепловиділення, що супрово-

джує фазу структуроутворення (8-40 годин). Стабілізація (припинення виділення тепла) спостерігається після 40 годин тверднення.

2. Для забезпечення індукційного періоду тривалістю 24 години, необхідного для укладання всього об'єму бетону на кожній з трьох ділянок фундаментної плити, вміст сповільнювача не достатній.
3. Розігрів бетону може перевищувати 44°C від початкової температури, що, за розрахунком, може призвести до охолодження бетону в масивах з перерізом до 6000мм протягом більше ніж 90 діб.
4. Експериментально встановлений розігрів бетону номінального складу відповідає інтегральному тепловиділенню цементу $Q = 251$ Дж/г (70 Вт/кг).

На підставі випробувань в адіабатичному калориметрі, були одержані коефіцієнти для рівняння (4.2):

$$Q(\tau) = Q \cdot \left(1 - e^{-1.9 \cdot \tau^{2.1}}\right), \quad (4.2)$$

де: $Q = 70$ Вт/кг цементу.

Одержане рівняння було використане для побудови теоретичної кривої тепловиділення, що моделює розвиток процесу в реальному бетоні (рис.4.12).

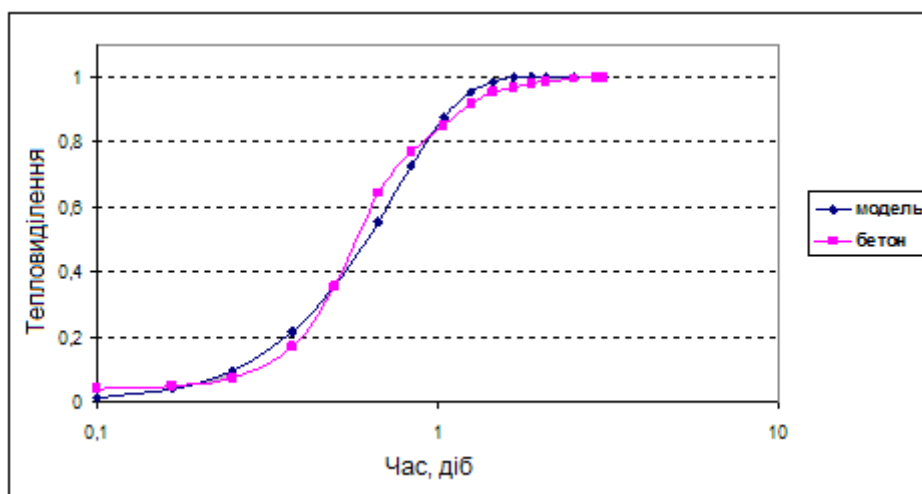


Рис. 4.12. Експериментальна крива (бетон) і теоретична крива (модель) тепловиділення

Моделювання виконувалося з використанням наступних вихідних даних: теплопровідність бетону - $1.9 \text{ Вт}/^\circ\text{С}\cdot\text{м}$ (ДБН Б.2.6-31:2006); теплоємність бетону - $1045 \text{ Дж}/\text{кг}\cdot\text{К}$ (ДСТУ Б В.2.7-225:2009); тепловіддача з бетонних поверхонь - $5 \text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot^\circ\text{С})$ (відповідає конвекції повітря $\sim 1 \text{ м}/\text{сек}$); модуль пружності бетону - $E_b = 23 \text{ ГПа}$ для бетону В15; $E_b = 36 \text{ ГПа}$ для бетону В40; $E_b = 37,5 \text{ ГПа}$ для бетону В45. Коефіцієнт Пуассона - $0,2$; коефіцієнт теплового розширення бетону - $\alpha = 0,00001^\circ\text{С}^{-1}$ (ДБН Б.2.6-31:2006). Температура навколишнього повітря, ґрунту та бетону під час укладання приймалася рівною 14°С . Теплопровідність утеплювача для верхньої поверхні бетону приймали $0.04 \text{ Вт}/^\circ\text{С}\cdot\text{м}$. Моніторинг температури по моделі здійснюється в контрольних точках за рис. 4.13.

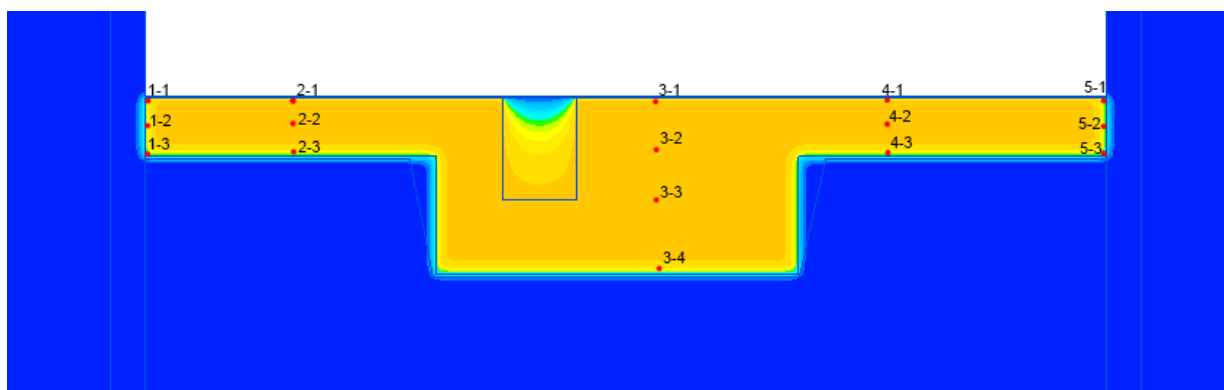
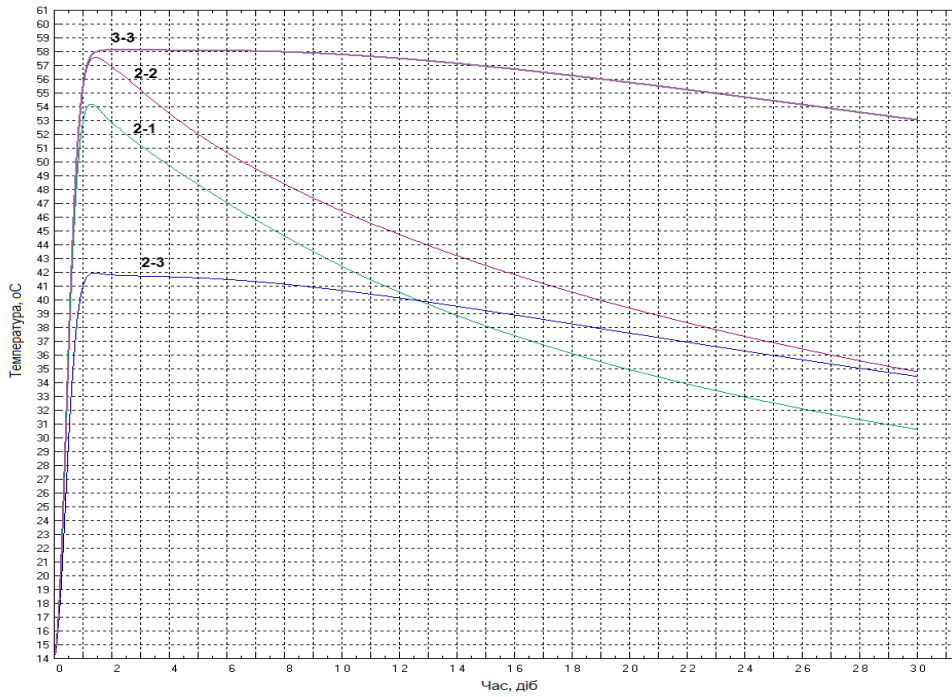


Рис.4.13. Контрольні точки при моделюванні температурного режиму тверднення монолітної фундаментної плити

За результатом моделювання температурного режиму тверднення бетону монолітної фундаментної плити з утеплювачем товщиною 40 мм (рис. 4.14, а) різниця температур між ядром (3-3) і точкою 1-1 становить $\sim 31^\circ\text{С}$, точкою 1-2 $\sim 28^\circ\text{С}$, точкою 1-3 $\sim 29^\circ\text{С}$, точкою 2-1 $\sim 22^\circ\text{С}$, точкою 2-2 $\sim 18^\circ\text{С}$, точкою 2-3 $\sim 18^\circ\text{С}$ відповідно. При використанні утеплювача товщиною 20 мм (рис. 4.14, б) різниця температур між ядром (3-3) і точкою 1-1 становить $\sim 32^\circ\text{С}$, точкою 1-2 $\sim 29^\circ\text{С}$, точкою 1-3 $\sim 30^\circ\text{С}$, точкою 2-1 $\sim 26^\circ\text{С}$, точкою 2-2 $\sim 21^\circ\text{С}$, точкою 2-3 $\sim 20^\circ\text{С}$ відповідно. Максимальна температура в ядрі фундаментної плити досягає 58°С , а швидкість охолодження бетону не перевищує $1^\circ\text{С}/\text{добу}$. Таким чи-

ном, при зниженні товщини утеплювача до 20 мм спостерігалось збільшення різниці температур на 4 °С.

а)



б)

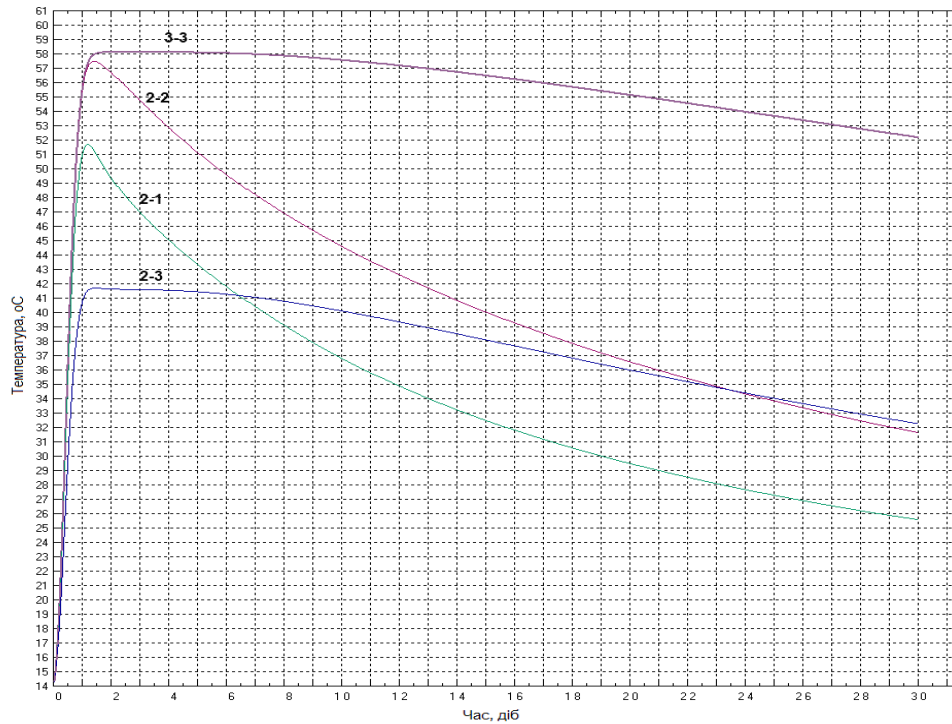


Рис. 4.14. Зміна температури по моделі в перетині бетонної плити в точках 2-1...2-3: а) утеплювач 40мм, б) утеплювач 20 мм

За результатами моделювання температурного режиму тверднення бетону в ядрі жорсткості фундаментної плити з утеплювачем товщиною 40 мм (рис. 4.15, а) різниця температури між ядром (3-3) і точкою 3-1 становить $\sim 13^{\circ}\text{C}$, точкою 3-2 $\sim 5^{\circ}\text{C}$, точкою 3-4 $\sim 14^{\circ}\text{C}$ відповідно. При використанні утеплювача товщиною 20 мм (рис. 4.15, б) різниця температур між ядром (3-3) і точкою 3-1 досягає $\sim 18^{\circ}\text{C}$, точкою 3-2 $\sim 4^{\circ}\text{C}$, точкою 3-4 $\sim 16^{\circ}\text{C}$ відповідно. Максимальна температура в ядрі фундаментної плити становить 58°C . Швидкість охолодження бетону не перевищує $1^{\circ}\text{C}/\text{добу}$.

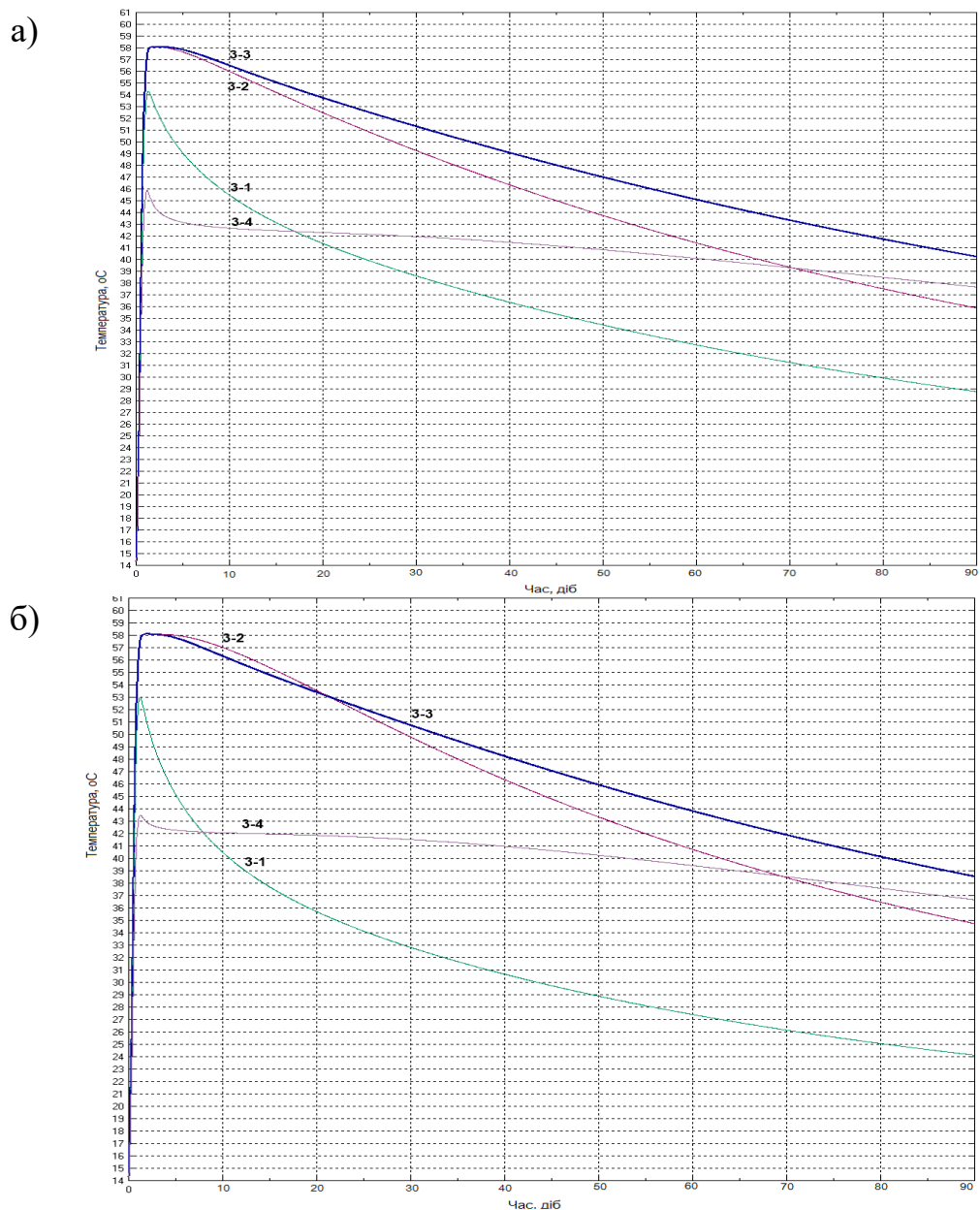


Рис. 4.15. Зміна температури по моделі в перетині бетонної плити в точках 3-0...3-4: а) утеплювач 40мм, б) утеплювач 20мм

Припинення догляду за бетоном доцільно здійснювати не раніше досягнення різниці температури між основним масивом бетону і температурою навколишнього середовища 18-20 °С. Для уникнення контакту бетону, в якому почалося структуроутворення, зі свіжим бетоном, при пошаровому укладанні бетону слід враховувати кінетику структуроутворення (тепловиділення) бетону в перші дві доби після замішування. Для того, щоб уникнути такої ситуації для номінального складу бетону, як видно з рис.4.16, необхідно забезпечити інтервал не більше 2-3 годин між укладанням шарів бетону, що контактують.

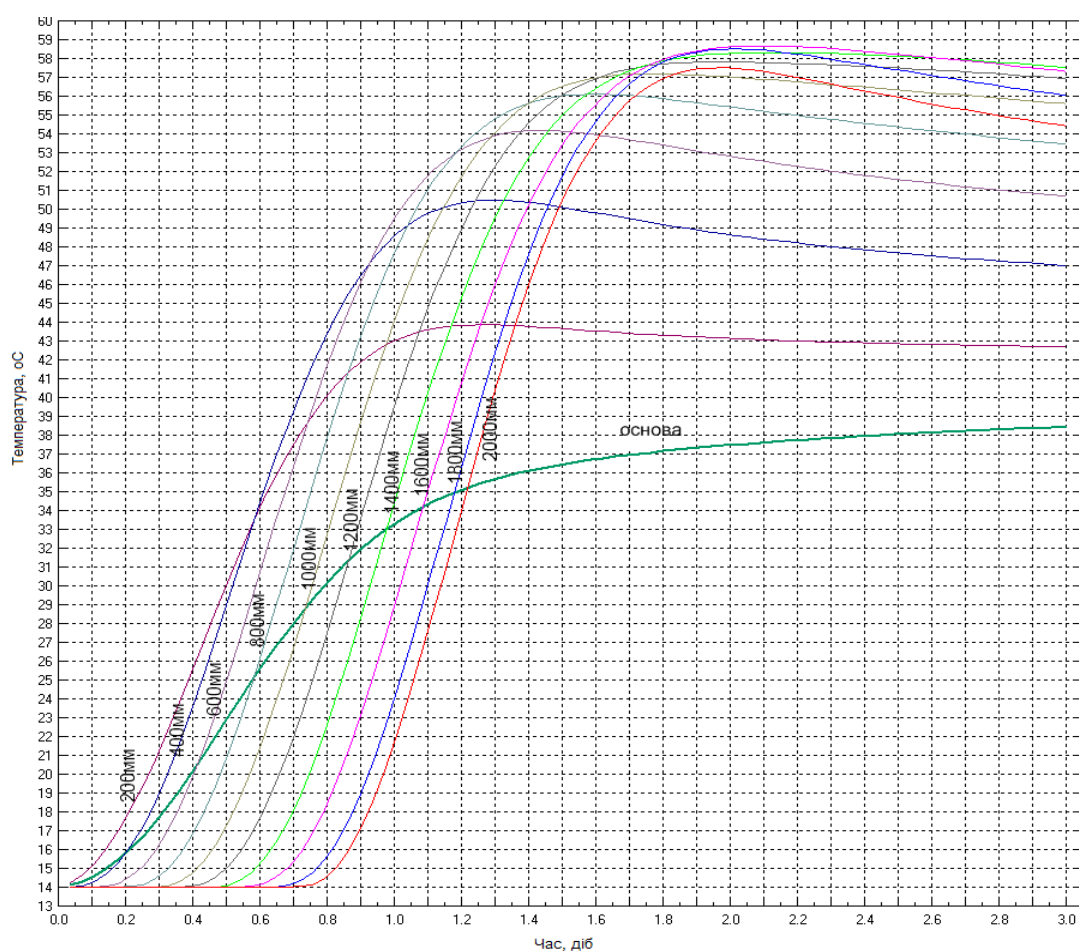


Рис.4.16. Розігрів бетону за моделлю при пошаровому укладанні бетону протягом 24 годин

Враховуючи конструкцію бетонної плити, що зацемлена з трьох сторін, охолодження бетону плити температура якого на 44°C перевищує температуру навколишнього середовища буде супроводжуватися його стисненням до 0,5

мм/м з утворенням тріщин. В той же час, початкові терміни структуроутворення бетону характеризуються значними деформаціями повзучості, що можуть забезпечити часткову релаксацію термічних напружень.

На рис.4.17 і 4.18 наведено розподіл напружень в різних точках перетину 1-1 ростверку після 3, 7 та 14 діб тверднення з утеплювачем товщиною 40 і 20 мм відповідно. За даними рис.4.19, при використанні утеплювача шаром 40мм, максимальне розтягувальне напруження на нижній горизонтальній поверхні перетину плити може досягати на 3 добу - 7 МПа, 7 добу -5,7 МПа, 14 добу - 5 МПа відповідно. Максимальне розтягувальне напруження на верхній горизонтальній поверхні перетину ростверку становить на 3 добу - 3,1 МПа, 7 добу -4 МПа, 14 добу -5 МПа відповідно.

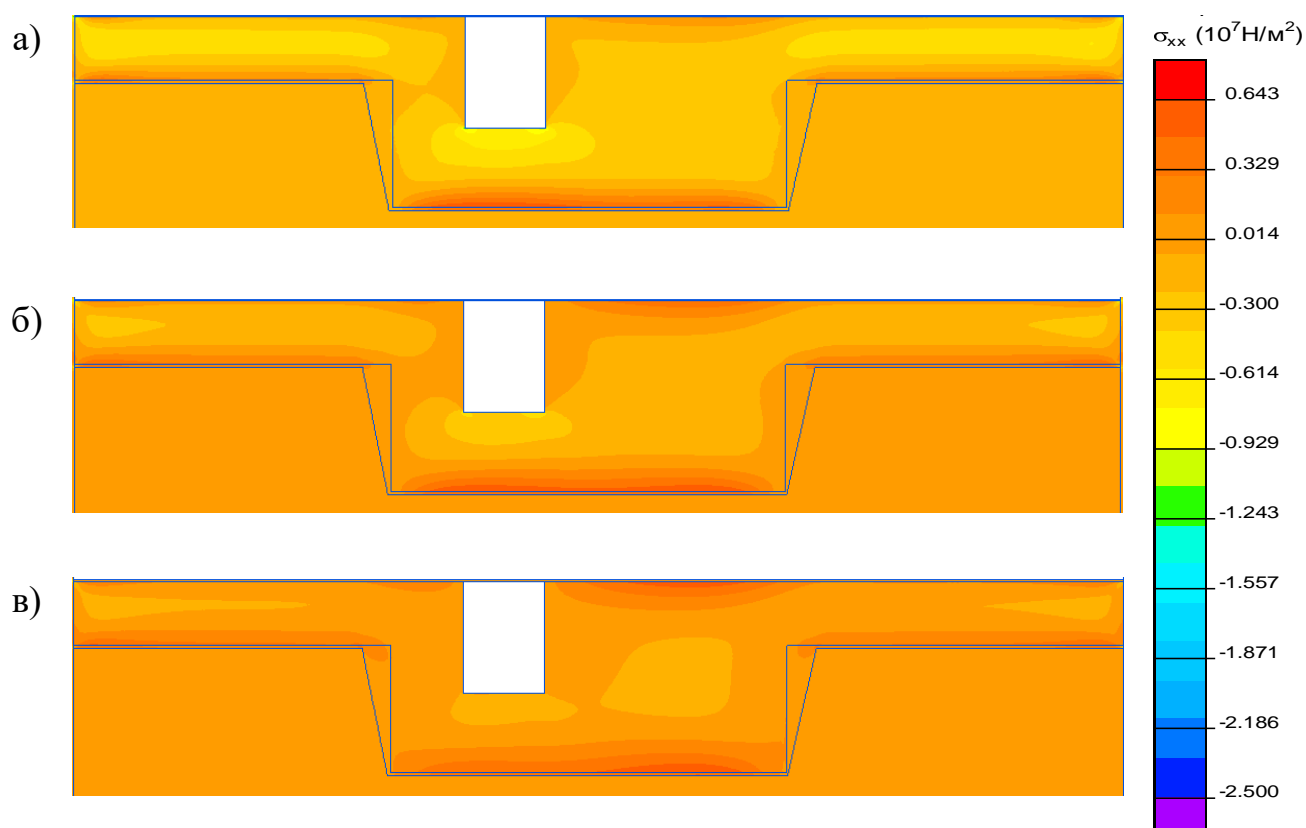


Рис. 4.17. Термічні напруження у фундаментній плиті (утеплювач 40мм):

а) 3 доба: б) 7 доба, в) 14 доба твердіння

За даними рис.4.18, при використанні утеплювача шаром 20мм, максимальне напруження розтягу на нижній горизонтальній поверхні перетину плити

може досягати на 3 добу - 6,7 МПа, 7 добу - 5,9 МПа, 14 добу - 5,2 МПа відповідно. Максимальне напруження розтягу на верхній горизонтальній поверхні перетину ростверку становить на 3 добу - 4 МПа, 7 добу - 4,8 МПа, 14 добу - 6 МПа відповідно.

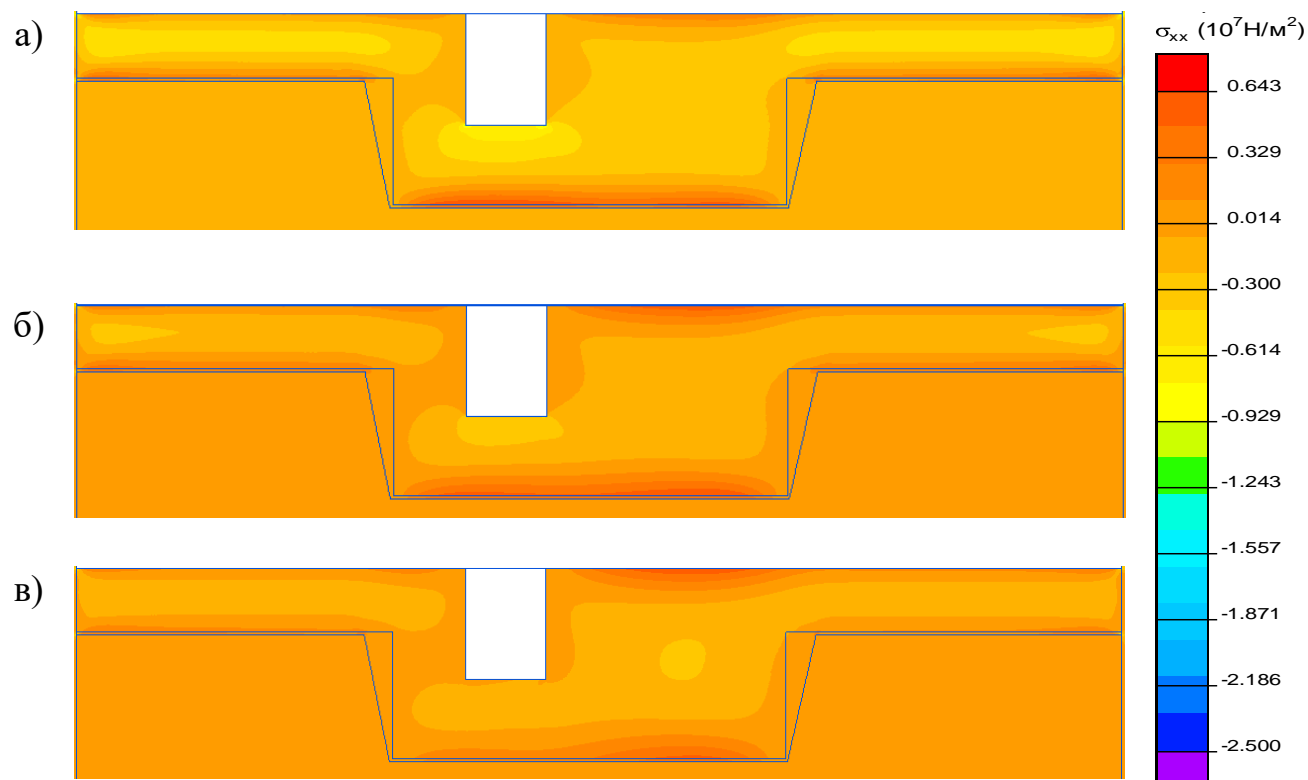


Рис. 4.18. Термічні напруження у фундаментній плиті (утеплювач 20мм): а) 3 доба; б) 7 доба, в) 14 доба тверднення

Аналіз сингулярності напружень у вершинах тріщин в найбільш напружених частинах перетину фундаментної плити свідчить, що за умови використання при догляді за бетоном утеплювача товщиною 20мм, критичні значення КІН можуть досягатися при глибині тріщин до 110 мм (рис.4.19, а), при цьому ширина розкриття тріщин може досягати 0,13мм (рис. 4.19, б).

У випадку використання утеплювача товщиною 40мм, критичні значення КІН досягаються при глибині тріщин до 100 мм (рис. 4.19, а), а ширина розкриття тріщин не перевищить 0,11мм (рис. 4.19, б).

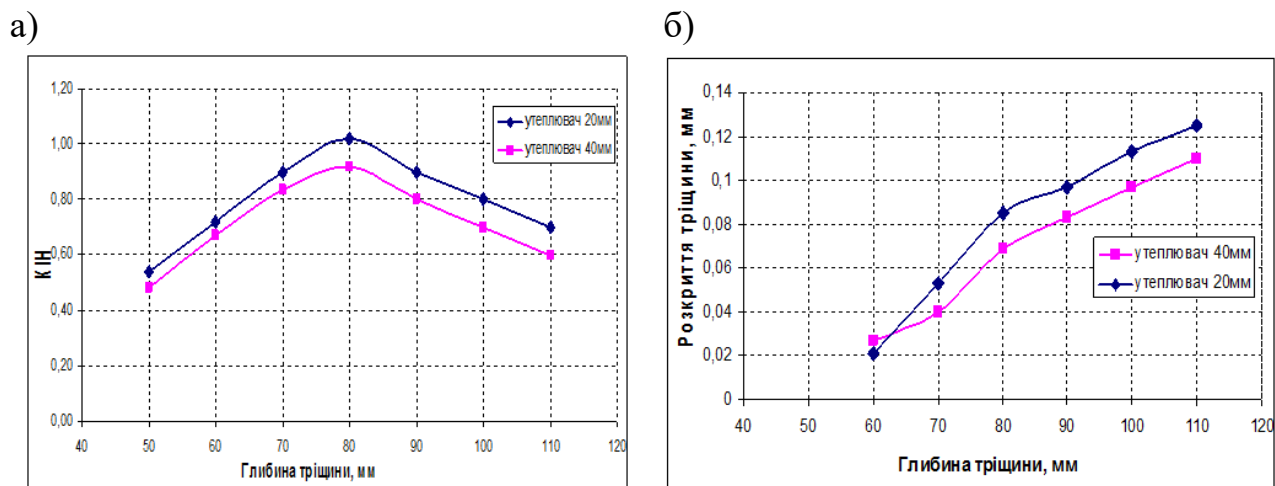


Рис. 4.19. Значення КІН у вершини тріщини (а) та глибина розкриття тріщин (б) в залежності від товщини утеплювача

Отже, при зниженні товщини утеплювача з 40 до 20 мм швидкість охолодження бетону збільшується, внаслідок чого спостерігаються збільшення розтягувальних напружень, що обумовлює потенційне збільшення глибини тріщин. Таким чином, виходячи з критичних різниць температури і викликаних ними розтягувальних напружень в бетонній плиті, більш доцільним є використання утеплювача товщиною не менше 40 мм (теплопровідністю $0,04 \text{ Вт/}^\circ\text{С}\cdot\text{м}$), що забезпечує більш плавне охолодження бетонної плити, і, відповідно більш повну релаксацію розтягувальних напружень в бетоні.

За результатами аналізу термонапруженого стану фундаментної плити, запропоновані наступні рекомендації:

2. Для зниження максимальної температури розігріву бетону температура бетонної суміші не повинна перевищувати 14°С .
3. Для мінімізації ширини розкриття тріщин на поверхні фундаментної плити рекомендується забезпечити тверднення бетону під шаром утеплювача товщиною не менше 40 мм (теплопровідність $0,04 \text{ Вт/}^\circ\text{С}\cdot\text{м}$).
4. Для запобігання пересушування бетонної суміші доцільно відразу після укладання і ущільнення організувати її укриття поліетиленовою плівкою.
5. Зняття утеплювача доцільно проводити не раніше охолодження ядра конструкції до температури, що перевищує середньодобову температуру

навколишнього повітря не більше ніж на 18-20°C. При знятті опалубки раніше зазначених строків, час розкриття бетону не повинний перевищувати 4 годин з його подальшим укрітням поліетиленовою плівкою і шаром утеплювача товщиною 40 мм.

6. Для недопущення контакту бетону в якому почалося структуроутворення зі свіжим бетоном, необхідно забезпечити інтервал між укладанням шарів бетону, що контактують не більше 2-3 годин.
7. Враховуючи кінетику тепловиділення, вимірювання температури бетону плити рекомендується проводити не менше 1 разу на добу протягом перших 7 діб тверднення і не менше 1 разу на 2 доби, починаючи з 8 діб і до зняття утеплювача. Паралельно з вимірюванням температури бетону, необхідно фіксувати температуру навколишнього повітря.

4.3.2. Моніторинг фактичної температури в бетоні. Для проведення моніторингу температури в бетоні монолітної фундаментної плити з врахуванням її геометрії і кінетики тепловиділення бетону розстановку термодатчиків проводили у відповідності зі схемою на рис. 4.20.

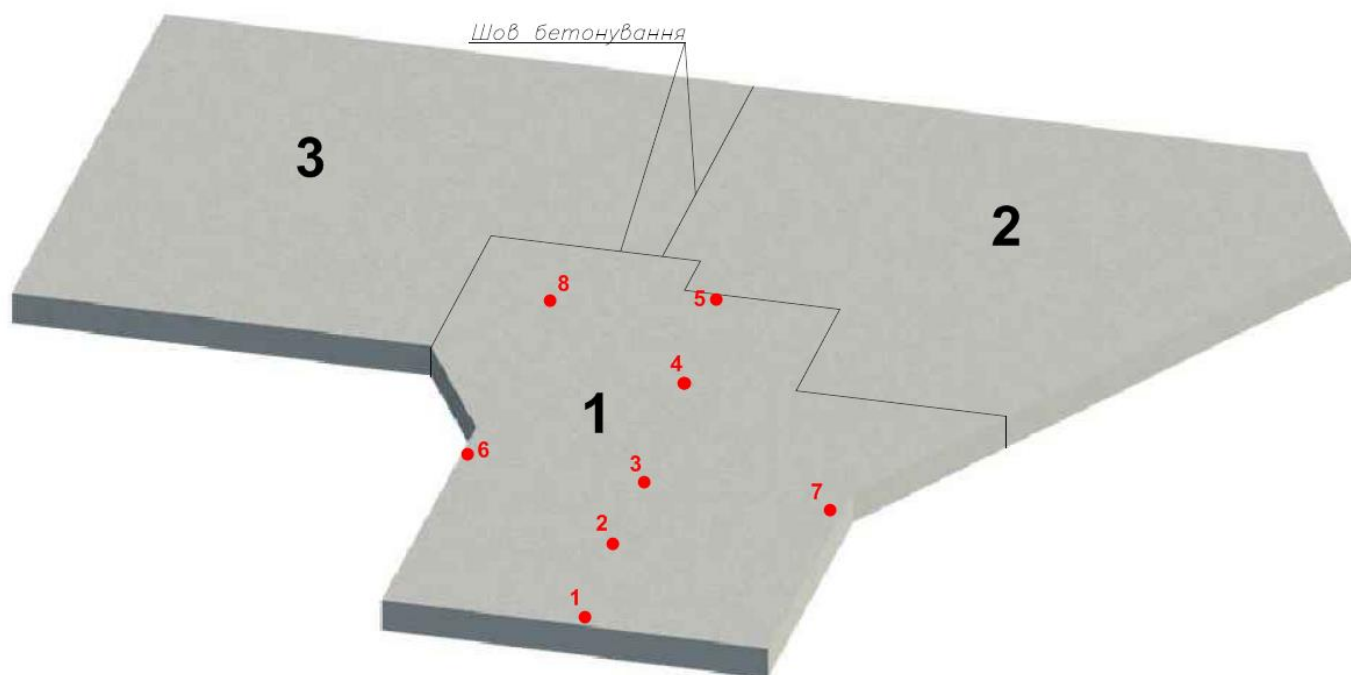


Рис. 4.20. Схема розміщення термодатчиків на ділянці 1 фундаментної плити

Аналіз розвитку температури на ділянці 1 в контрольних точках № 1-8 (рис. 4.20) здійснювали шляхом співставлення з результатами моделювання, наведеними вище. Загальними особливостями тверднення бетону на ділянці 1 плити була більш низька температура повітря (реальна - від +10 до -15 °С, по моделі приймалася +14 °С) і намокання утеплювача (перші два тижні тверднення) або часткова його відсутність.

За результатами моніторингу температури бетону, що тверднув на ділянці 1 в умовах контакту зі стіною в ґрунті (рис. 4.21), максимальна температура конструкції за моделлю становить 41 °С, фактично - 41-44 °С. Максимальна швидкість охолодження конструкції по моделі - до 1,4 і 1,7 °С / добу при товщині утеплювача 40 і 20 мм відповідно, фактично - 1,5 °С/добу. Швидкість охолодження поверхні конструкції за моделлю - 0,7 і 0,9 °С/добу при товщині утеплювача 20 і 40 мм відповідно, фактично - 1,4 °С/добу.

Таким чином, на ділянці 1 має місце прискорене охолодження поверхні конструкції, що призводить до збільшення різниці температури між ядром і поверхнею плити. За моделлю різниця температури становить не більше 9 °С, а в реальних умовах досягає 12 °С.

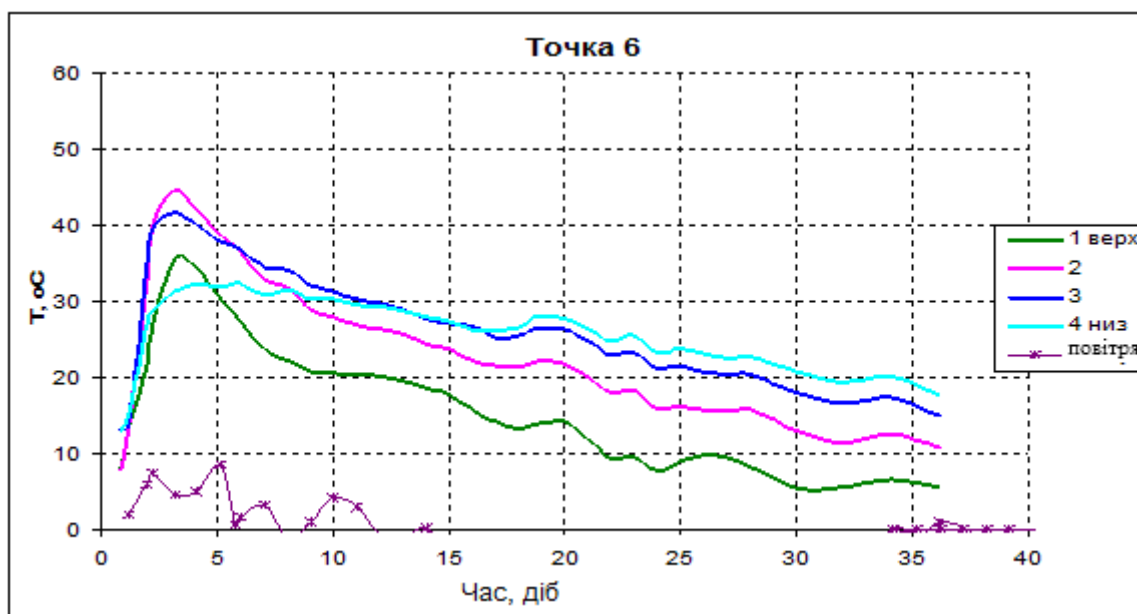


Рис. 4.21. Моніторинг температури в точці 6 плити

За результатами моніторингу температури бетону, що твердне на ділянці 1 в центральних зонах плити (рис. 4.22), максимальна температура за моделлю становить - 58 °С. Фактично максимальна температура досягає в точці 3 - 57-61 °С, а в точці 4 - 61 - 62 °С. Максимальна швидкість охолодження ядра конструкції за моделлю становить 1 і 1,2 °С/добу при товщині утеплювача 40 і 20 мм відповідно, в точці 3 - 2,3 °С/добу, а в точці 4 - 1,6 °С/добу. Швидкість охолодження поверхні конструкції за моделлю становить з утеплювачем 40 мм - 1,1 °С/добу, з утеплювачем 20 мм - 1,4 °С/добу. Фактично в точці 3 швидкість охолодження становить 2,8 °С/добу, а в точці 4 - 2,2 °С/добу.

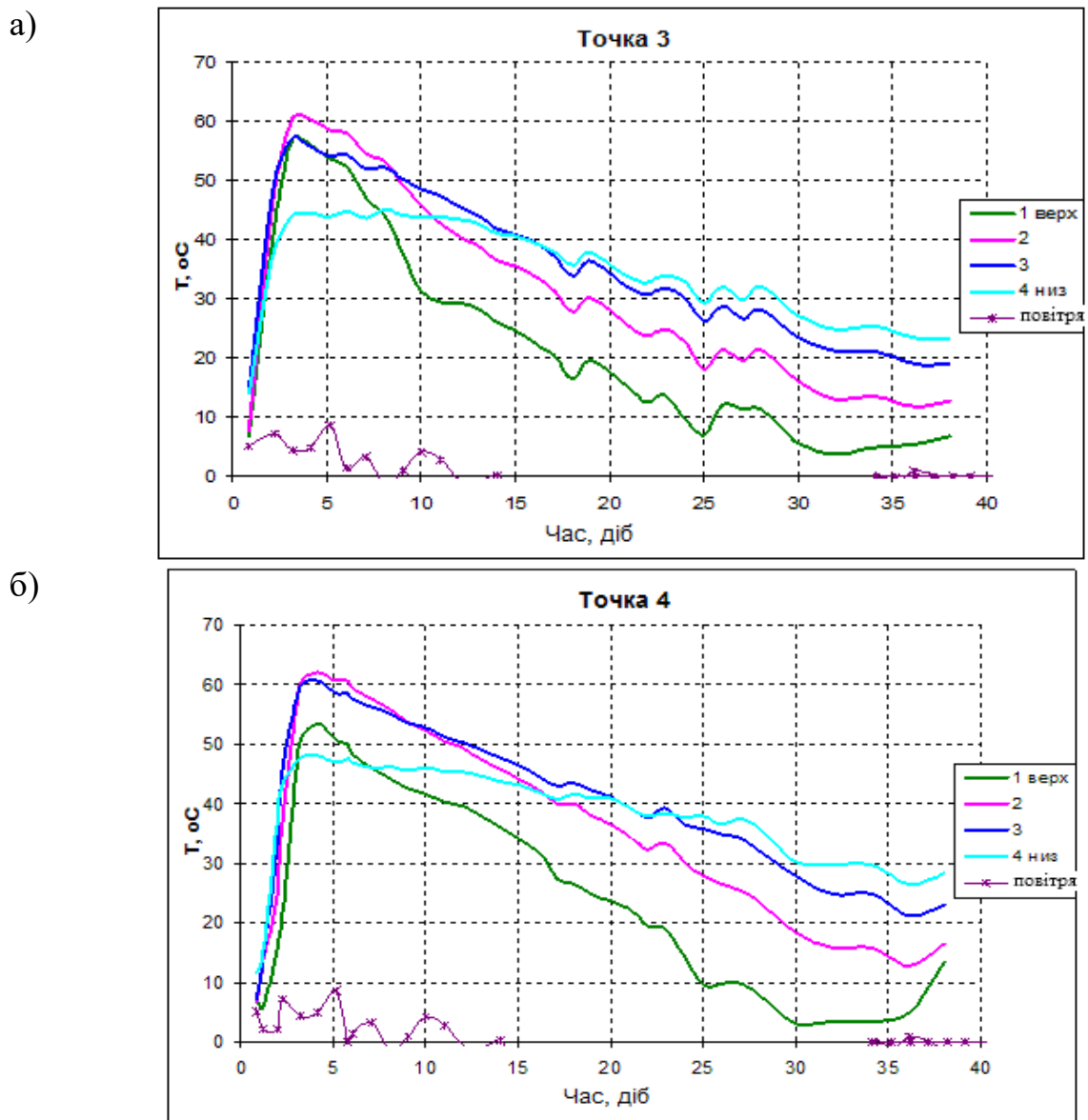


Рис. 4.22. Моніторинг температури в точках 3 (а), 4 (б) плити

Отже, в центральній зоні плити також зафіксовано швидке охолодження поверхні бетону: різниця температури між ядром і поверхнею плити за моделлю з утеплювачем 40 мм становить 4 °С, з утеплювачем 20 мм - 8 °С. В реальних умовах в точці 3 різниця температур між ядром і поверхнею плити досягає 20 °С, а в точці 4 - 11 °С. Різниця температури і швидкість охолодження бетону, наближені до модельних, з утеплювачем 20 мм, зафіксовано в точці 4 протягом перших двох тижнів тверднення.

За результатами моніторингу температури бетону, що твердне на ділянці 1 плити в ядрі жорсткості (рис. 4.23) максимальна температура розігріву бетону за моделлю становить 58 °С, фактична температура розігріву бетону досягає 65 °С. Максимальна швидкість охолодження ядра конструкції за моделлю становить 0,4 °С/добу, а фактична швидкість охолодження досягає 0,8 °С / добу. Швидкість охолодження поверхні конструкції за моделлю з утеплювачем 40 мм становить 0,8 °С/добу, з утеплювачем 20 мм - 1 °С/добу, в той же час фактична швидкість охолодження поверхні досягає 2 °С/добу. Висока температура розігріву бетону і швидке охолодження поверхні конструкції призводять до утворення небезпечної різниці температури в ядрі жорсткості. Фактична різниця температури між ядром і поверхнею плити досягає 45 °С.

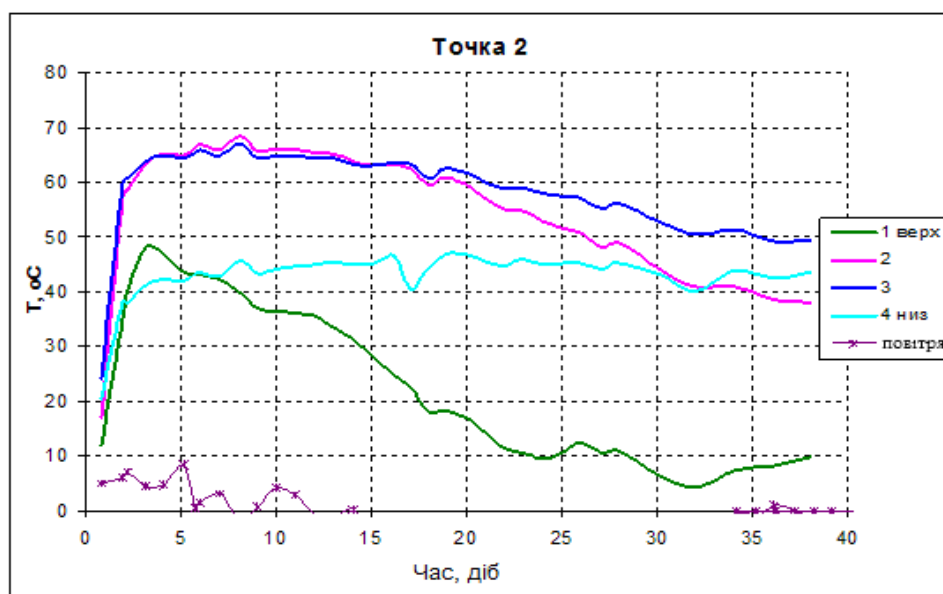


Рис. 4.23. Моніторинг температури в ядрі жорсткості (точка 2)

Таким чином, на всіх термінах тверднення зафіксовано, що охолодження поверхні бетону практично в усіх точках ділянки 1 відбувалося швидше, ніж в розрахунках за моделлю з утеплювачем 20 мм, що призвело до збільшення різниці температур. У зв'язку з цим, для забезпечення проектної довговічності конструкції шляхом обмеження ширини розкриття термічних тріщин до 0,2 мм, було запропоновано забезпечити по всій поверхні конструкції утеплення товщиною не менше 40 мм, теплопровідністю 0,04 Вт/°С·м.

4.4. Бетонування масивних фундаментів НБК ЧАЕС

Метою технологічного супроводу при зведенні масивних фундаментів Нового безпечного конфайменту ЧАЕС, загальним об'ємом понад 20000 м³ з використанням бетону С40/50, було забезпечення їх бездефектності з шириною розкриття тріщин до 0,1 мм при бетонуванні в літній [91] та зимовий періоди.

На підставі даних, отриманих в адіабатичному калориметрі (за ДСТУ Б В.2.7-225:2009), по методу Монте-Карло підібрано коефіцієнти для рівняння (4.3) із умови максимального наближення теоретичної кривої тепловиділення до фактичної (рис. 4.24):

$$Q(\tau) = Q_{28} \cdot \left(1 - e^{-1.5 \cdot \tau^{2.8}} \right), \quad (4.3)$$

де $Q_{28} = 65.3$ Вт/кг цементу СЕМ II/ А-S 500 (Цемент Лтд. (Одеса))

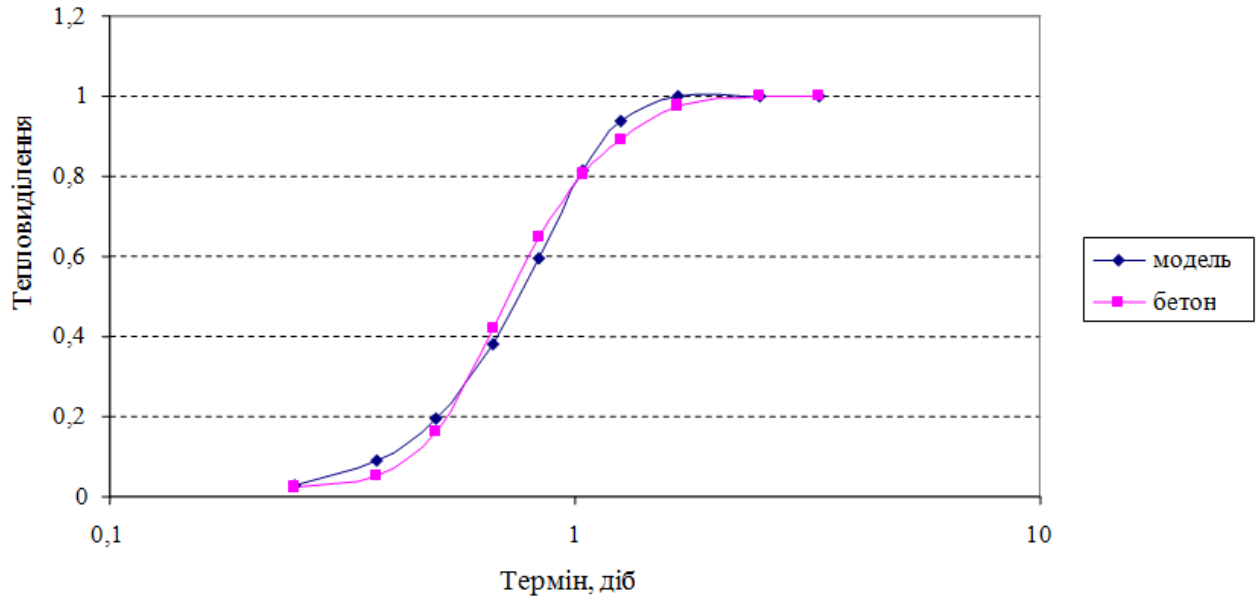


Рис. 4.24. Крива тепловідлення, одержана в адіабатичних умовах і теоретична крива, що її описує

Для перевірки адекватності одержаної розрахункової моделі було реалізовано дослідження тепловідлення бетону у напівадіабатичних умовах - в ізолюваному утеплювачем кубі бетону $0,7 \times 0,7 \times 0,7$ м об'ємом 340 літрів (рис. 4.25).



Рис. 4.25. Модельний куб бетону з вмонтованими термодатчиками

Розігрів бетону від початкової температури в модельному кубі склав 40°C (рис. 4.26), що відповідає розігріву бетону в адіабатичному калориметрі.

За результатами моделювання МКЕ тепловиділення в кубі бетону встановлено, що одержана розрахункова модель адекватно описує тепловиділення бетону у напівадіабатичних умовах (рис. 4.26-4.27), і може вважатися придатною для моделювання тепловиділення бетону фундаментів НБК.

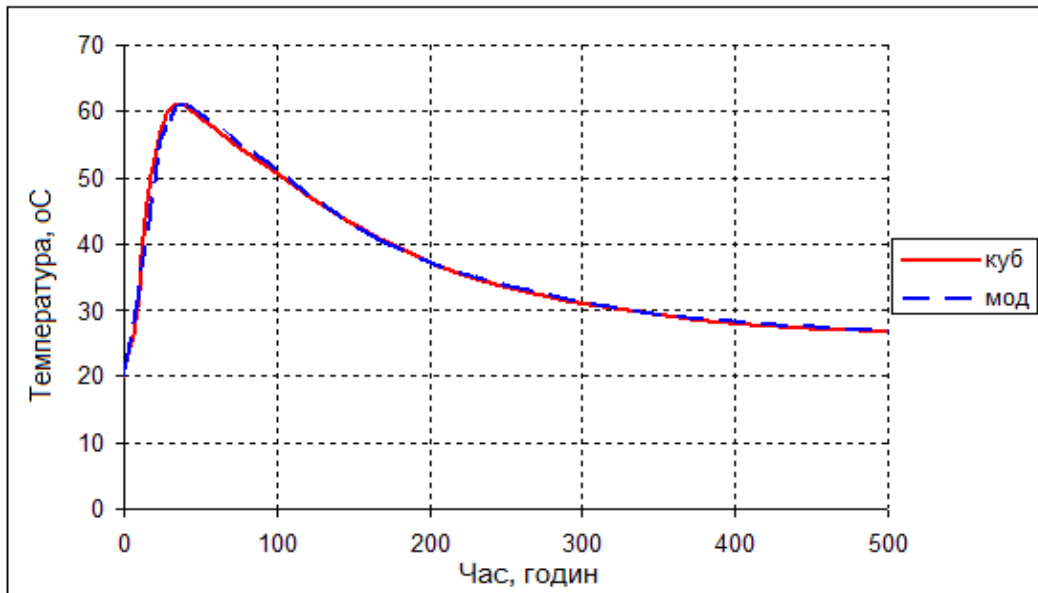


Рис. 4.26. Моделювання тепловиділення в ядрі модельного кубу бетону

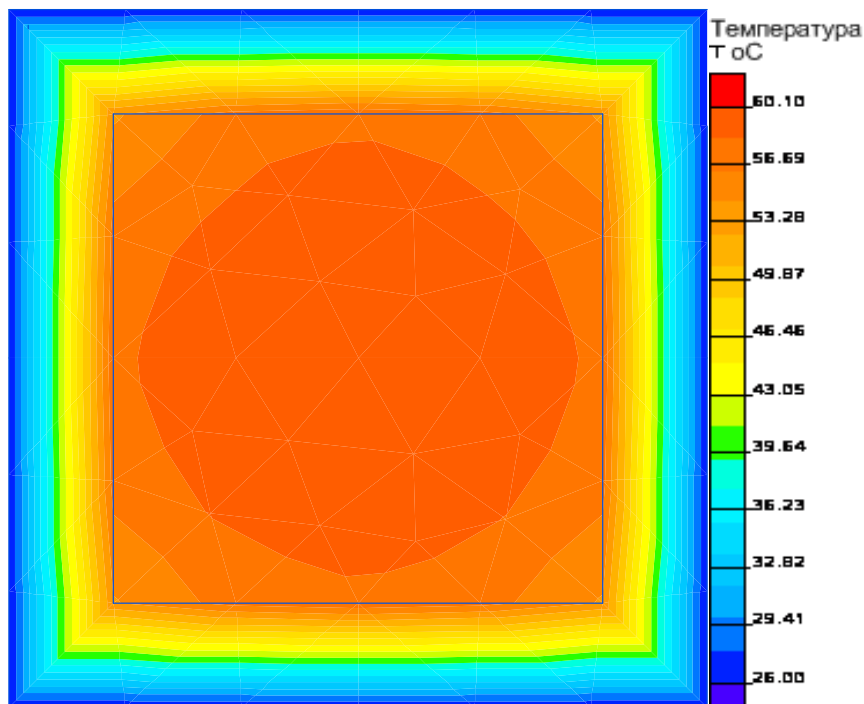


Рис. 4.27. Температурні поля в перетині модельного кубу бетону при досягненні максимальної температури (40 годин)

Одержану розрахункову модель (4.3) використано для моделювання розвитку температури бетону номінального складу і напружень, що виникають в контрольних точках конструкції (рис. 4.28).

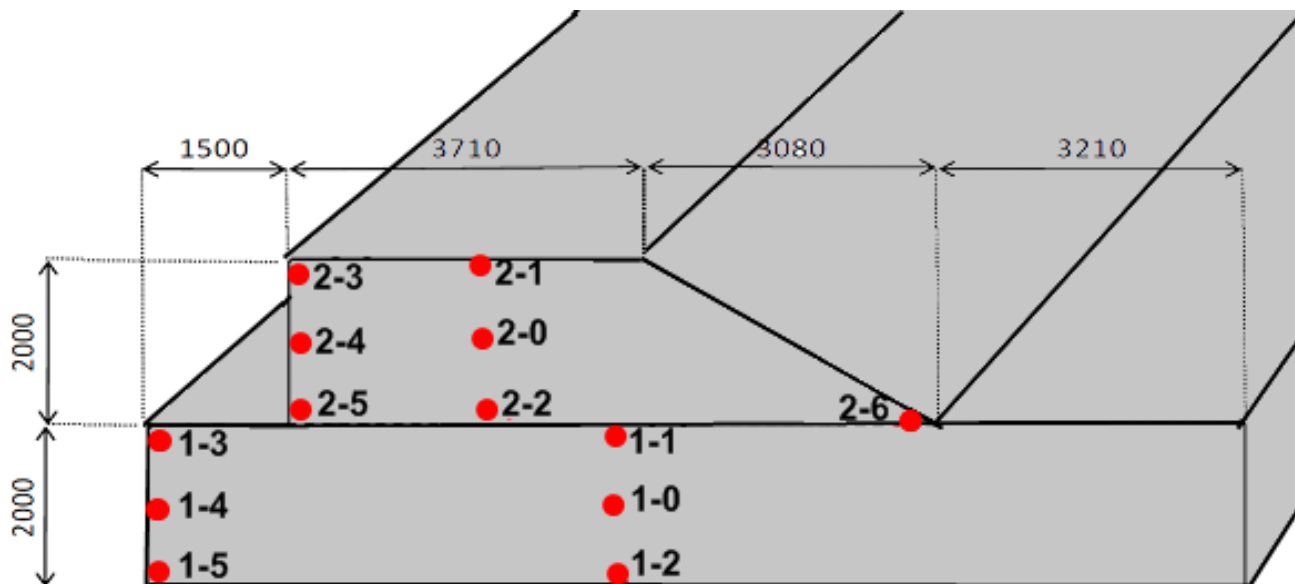


Рис. 4.28. Контрольні точки в перетині конструкції

4.4.1. Моделювання термонапруженого стану бетону конструкції при твердненні без системи охолодження. Моделювання термонапруженого стану бетону конструкції при твердненні без системи охолодження виконувалося з використанням наступних вихідних даних: теплопровідність бетону: $1.9 \text{ Вт}/^\circ\text{C}\cdot\text{м}$ (ДБН Б.2.6-31: 2006); теплоємність бетону - $1045 \text{ Дж}/\text{кг}\cdot\text{К}$ (розрахована за ДСТУ Б В.2.7-225: 2009); тепловіддача з бетонних поверхонь: $24 \text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot^\circ\text{C})$ (відповідає швидкості вітру $\sim 5 \text{ м} / \text{сек}$); модуль пружності бетону $E_b = 39 \text{ ГПа}$; коефіцієнт Пуассона - $0,1$; коефіцієнт теплового розширення бетону $\alpha = 0,00001^\circ\text{C}^{-1}$ (ДБН Б.2.6-31:2006).

На рис. 4.29 наведено результати моделювання тепловиділення в бетоні нижньої частини фундаментів НБК при твердненні без системи охолодження,

починаючи від замішування по 7 добу. Як видно з рис. 4.29, максимальна температура бетону в ядрі конструкції становить 66°C. Температурні градієнти в перетині фундаментів НБК є прийнятними, за винятком градієнтів між ядром 1-0 і точкою 1-2 $\Delta \sim 18^\circ\text{C}$ та між ядром 1-0 і точкою 1-5 $\Delta \sim 22^\circ\text{C}$.

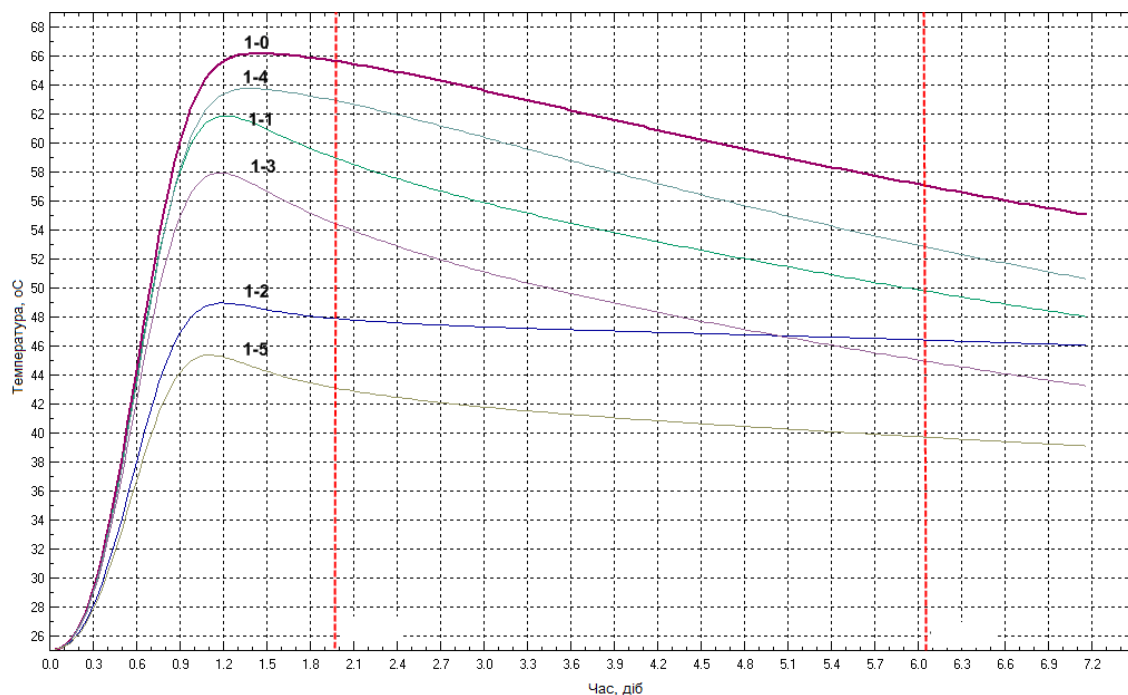


Рис. 4.29. Тепловиділення бетону фундаментів НБК в період від замішування по 7 добу

За результатами моделювання термічних напружень на 2 добу тверднення видно (рис. 4.30), що розтягувальні напруження на поверхні фундаментів НБК можуть досягти 6 МПа. В інших частинах перетину фундаментів НБК розтягувальні напруження знаходяться в межах 0,5-1,1 МПа і не перевищують міцності бетону на розтяг.

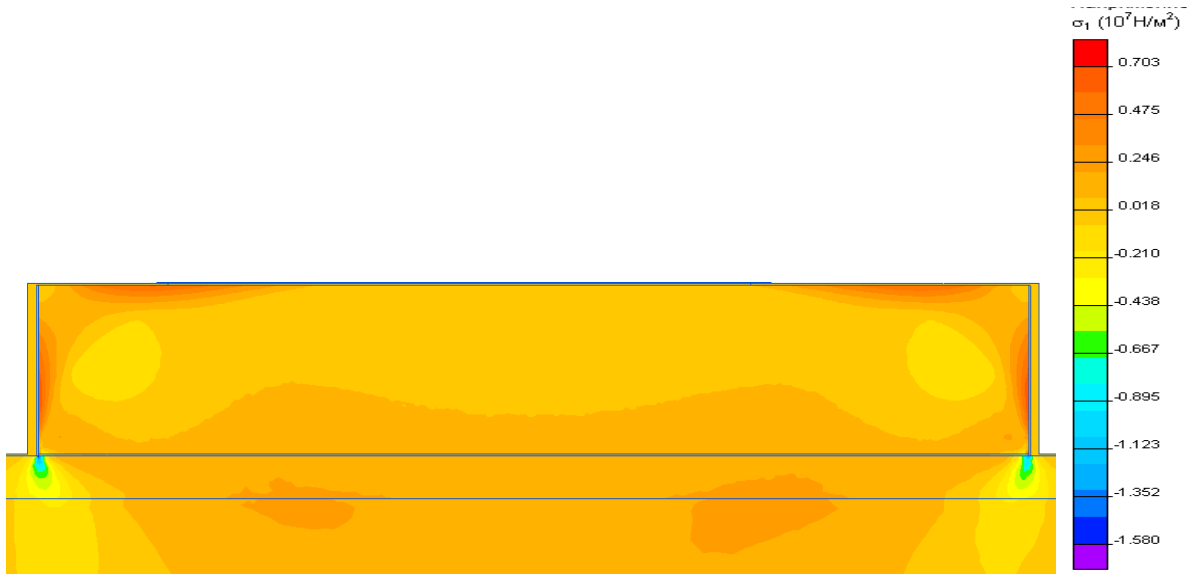


Рис. 4.30. Моделювання напружень у бетоні фундаментів НБК на 2 добу

Аналіз сингулярності напружень у вершинах тріщин в найбільш напружених частинах перетинів (рис. 4.31) на поверхні нижньої та верхньої частини фундаментів НБК свідчить, що критичні значення КІН можуть досягатися при глибині тріщин до 90 мм (рис. 4.32), при цьому ширина розкриття тріщин не перевищить 0,06мм (рис. 4.33).

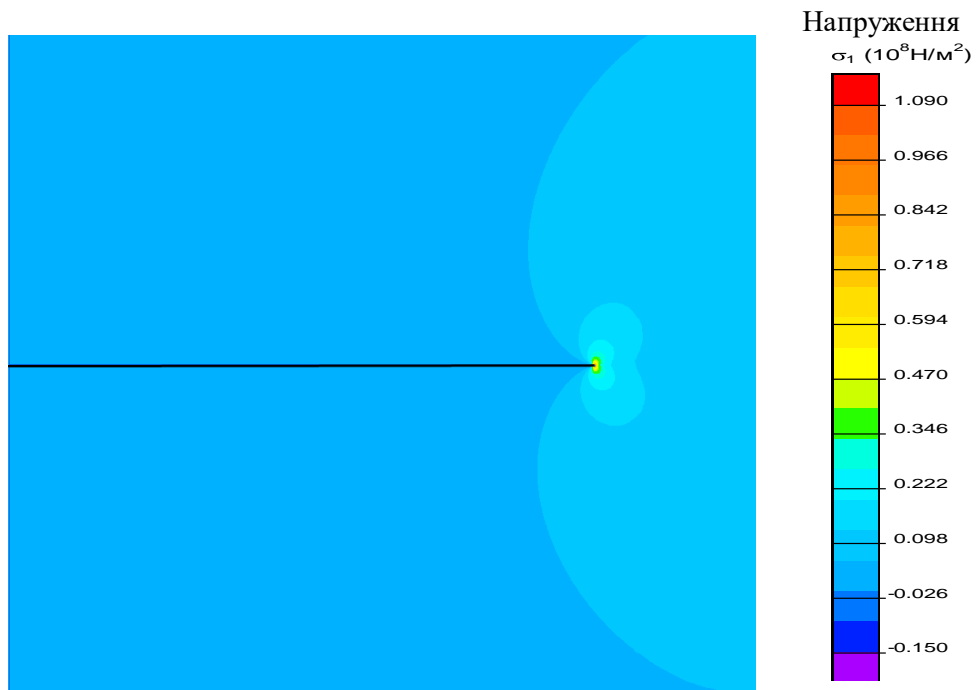


Рис. 4.31. Моделювання ширини і глибини розкриття тріщин на поверхні фундаментів НБК

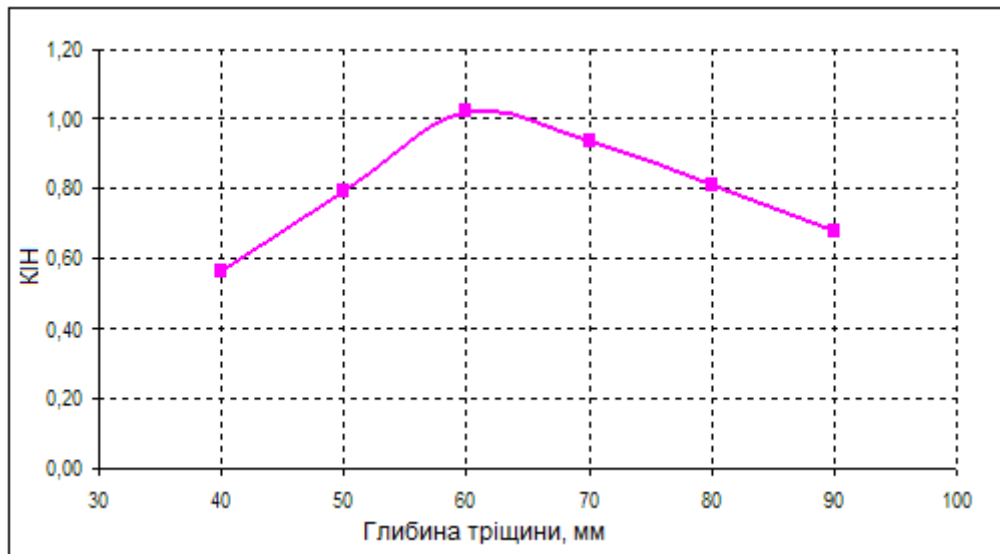


Рис. 4.32. Значення КІН у вершини тріщини в залежності від глибини тріщини

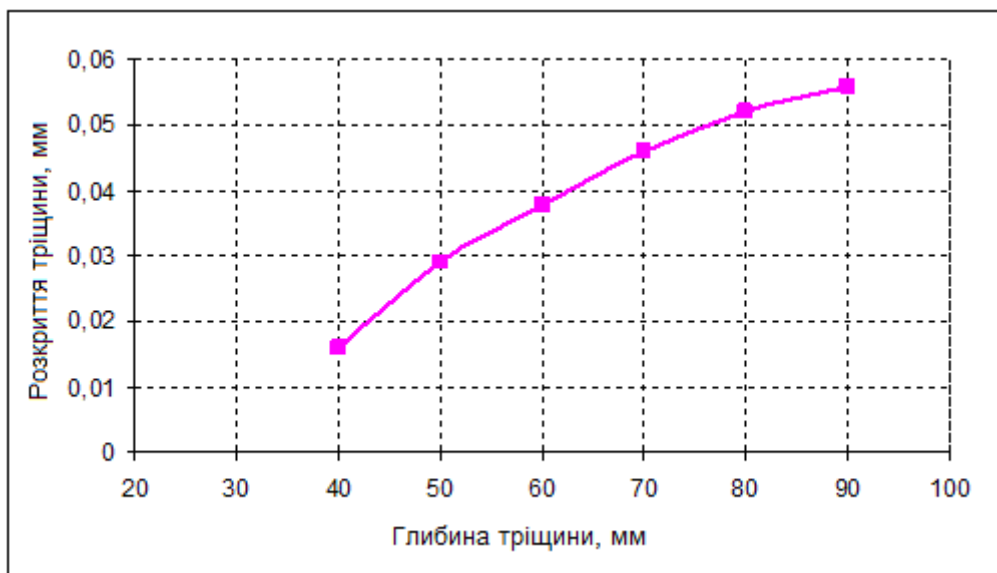


Рис. 4.33. Ширина розкриття тріщин в залежності від їх глибини

За результатами моделювання термонапруженого стану бетону фундаментів НБК при твердненні в літніх умовах без системи охолодження, запропоновано наступну процедуру догляду за бетоном:

- починаючи від укладки бетону по 7 добу тверднення доцільно використання опалубки з термоізоляцією з пінополістиролу товщиною 100 мм та 20 мм пінополістиролу на верхній поверхні конструкції;

- починаючи з 8 доби тверднення до закінчення догляду за бетоном після зняття опалубки, рекомендується обробити поверхню парафіновою емульсією та забезпечити ізоляцію шаром пінополістиролу не менше 20 мм;
- тривалість охолодження конструкції до досягнення різниці температур між ядром бетону і зовнішнім повітрям $\sim \Delta 16$ °С становить не менше 25 діб.

4.4.2. Моделювання термонапруженого стану бетону конструкції при твердненні з системою охолодження. Моделювання термонапруженого стану бетону виконувалося з використанням наступних параметрів системи охолодження (рис. 4.34): чотири ряди труб $\varnothing 25$ мм; крок між трубами по горизонталі: 500 мм; горизонтальний зсув рядів труб: 250 мм; крок між трубами по вертикалі: 400 мм.

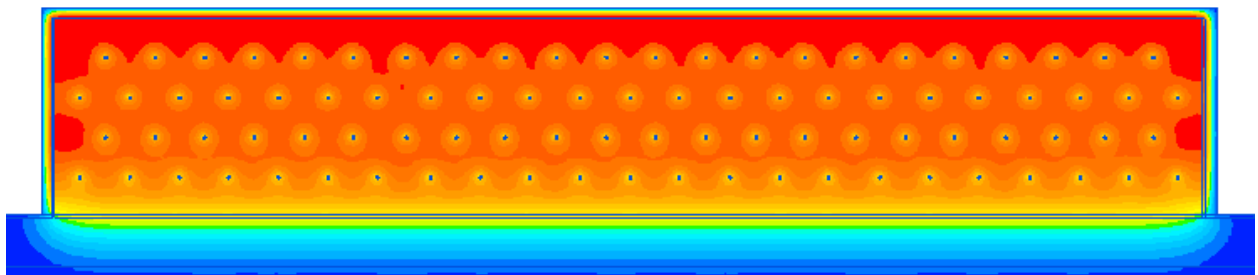


Рис. 4.34. Розташування труб системи охолодження у нижній частині фундаментів НБК

На рис. 4.35 показано результати моделювання тепловиділення в бетоні нижньої частини фундаментів НБК при твердненні з системою охолодження, починаючи від замішування по 2 добу. Як видно з рис. 4.35, за умови температури води в системі охолодження 30 °С, максимальна температура бетону в ядрі конструкції становить 62°С, температурні градієнти в перетині нижньої частини фундаментів НБК не перевищують 15°С, а температурні градієнти між водою охолодження і бетоном не перевищують 31°С. Після 2 доби тверднення, для запобігання підвищення швидкості охолодження бетону понад 1°С/добу, інтенсивність охолодження доцільно знизити.

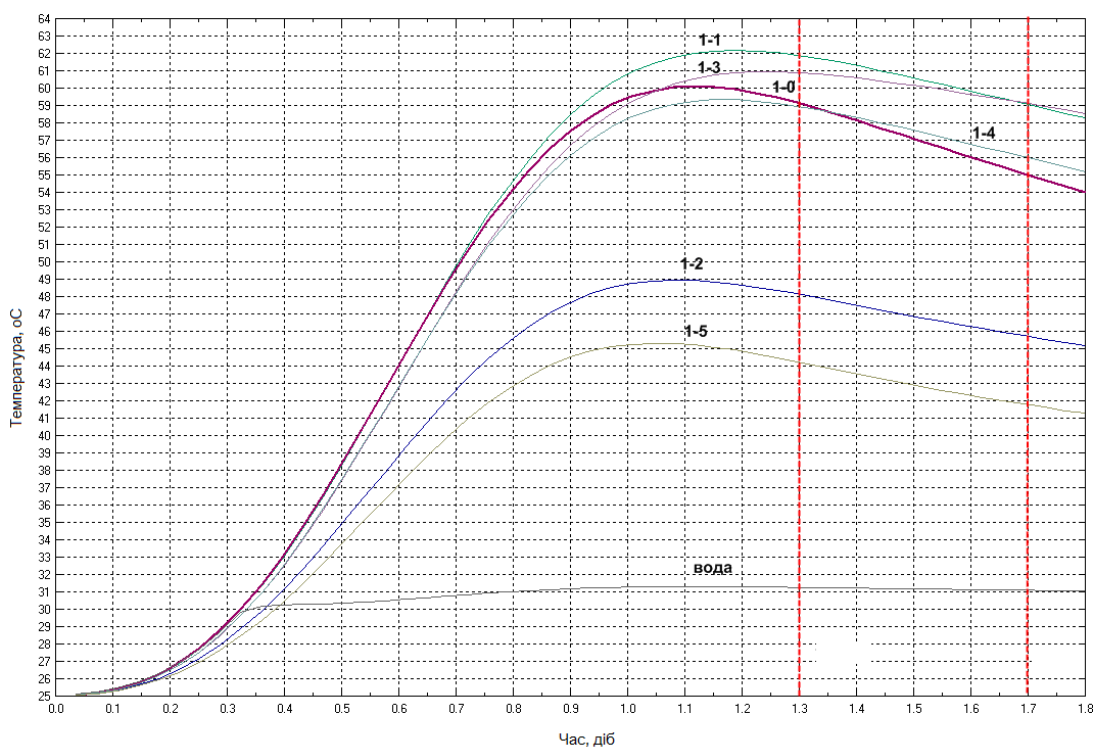


Рис. 4.35. Тепловиділення бетону фундаментів НБК від замішування по 2 добу (температура води в системі охолодження 30°С)

Інтенсивність охолодження бетону нижньої частини фундаментів НБК, починаючи з 3 і по 5 добу, показана на рис. 4.36. Як видно з рис. 4.36, за умови температури води в системі охолодження 40 °С, температурні градієнти в перетині нижньої частини фундаментів НБК не перевищують 15°С, а температурні градієнти між водою охолодження і бетоном не перевищують 19°С.

За результатами моделювання термічних напружень, на 2 добу тверднення видно (рис. 4.37), що локальні розтягувальні напруження навколо труб системи охолодження досягають 9 МПа, а розтягувальні напруження на поверхні фундаментів НБК можуть досягти 4 МПа. В інших частинах перетину фундаментів НБК розтягувальні напруження знаходяться в межах 0 - 2 МПа і не перевищують міцності бетону на розтяг.

Як видно з рис. 4.38, на 3 добу тверднення (температура води в системі охолодження 40°С) локальні розтягувальні напруження навколо труб системи охолодження знижуються до 7 МПа, а в інших частинах перетину фундаментів

НБК розтягувальні напруження знаходяться в межах 0 - 1 МПа і не перевищують міцності бетону на розтяг.

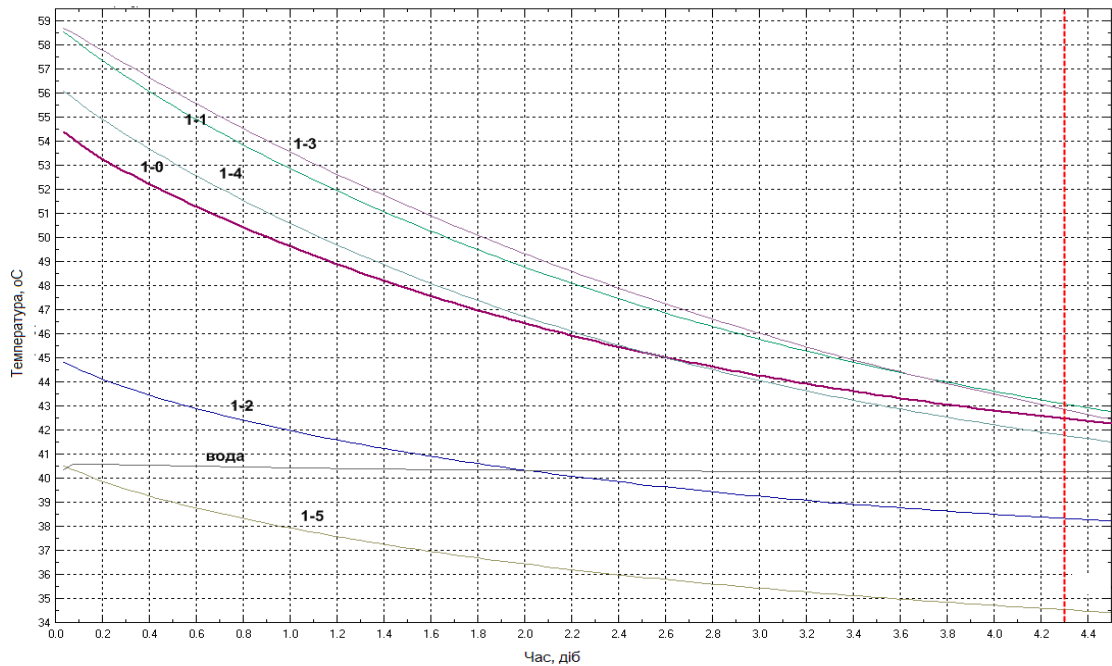


Рис. 4.36. Охолодження бетону фундаментів НБК з 3 по 6 добу (температура води в системі охолодження 40°C)

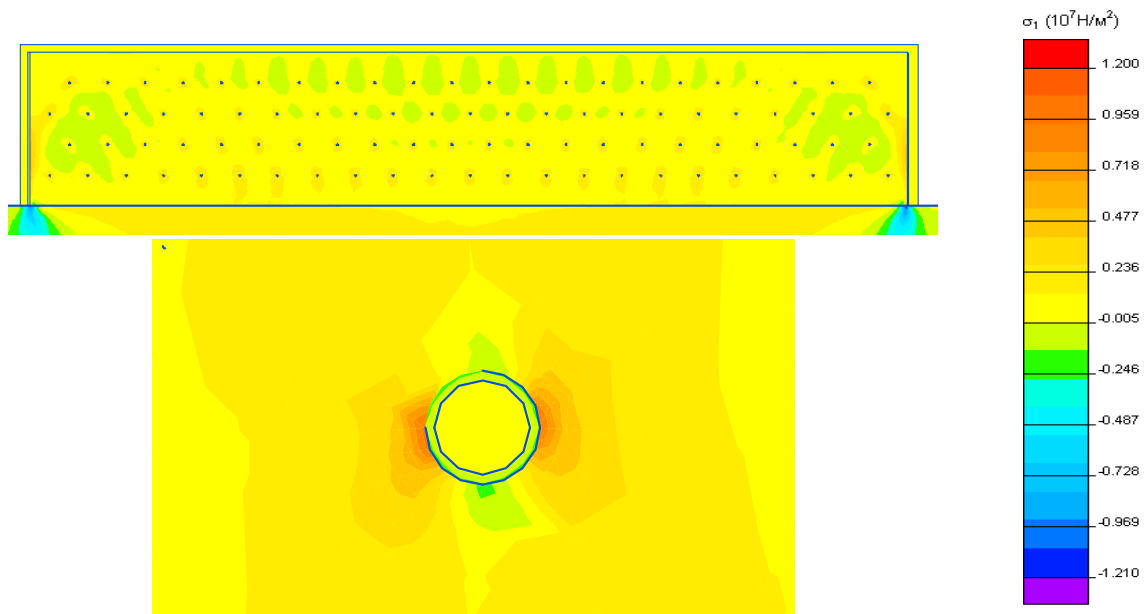


Рис. 4.37. Моделювання напружень у бетоні фундаментів НБК на 2 добу тверднення (температура води в системі охолодження 30°C)

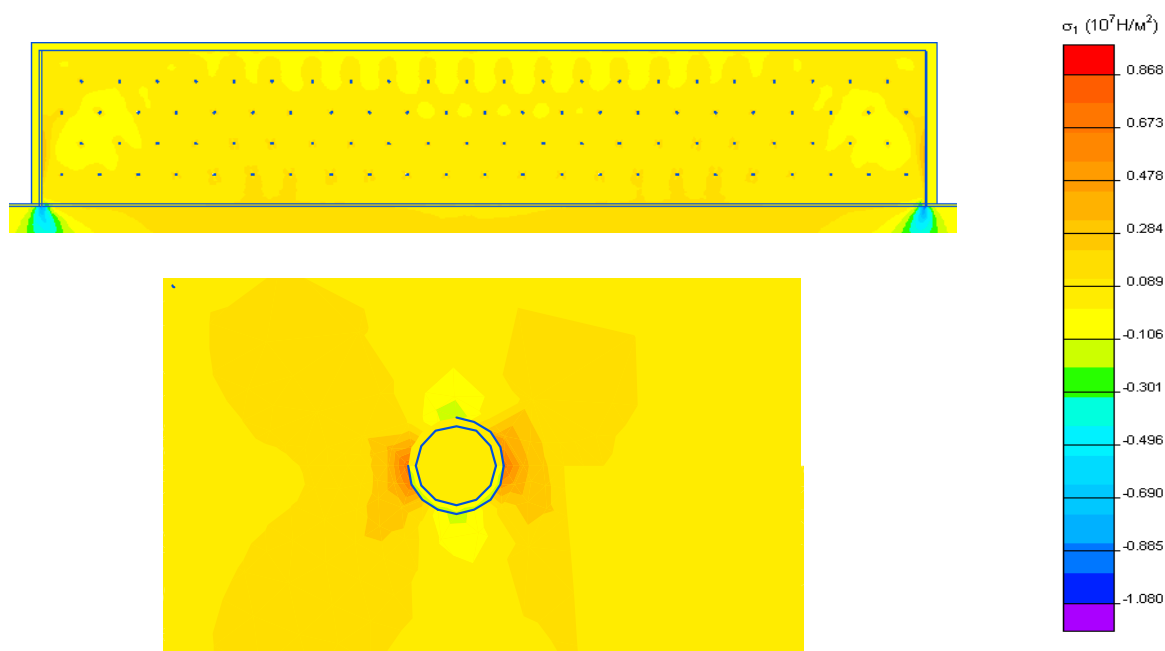


Рис. 4.38. Моделювання напружень у бетоні фундаментів НБК на 3 добу тверднення (температура води в системі охолодження 40°C)

Аналіз сингулярності напружень у вершинах тріщин навколо труб системи охолодження (рис. 4.39) фундаментів НБК на 2 добу тверднення свідчить, що критичні значення КІН при глибині тріщини понад 10 мм не досягаються (рис. 4.40), тобто утворення тріщин є малоймовірним.

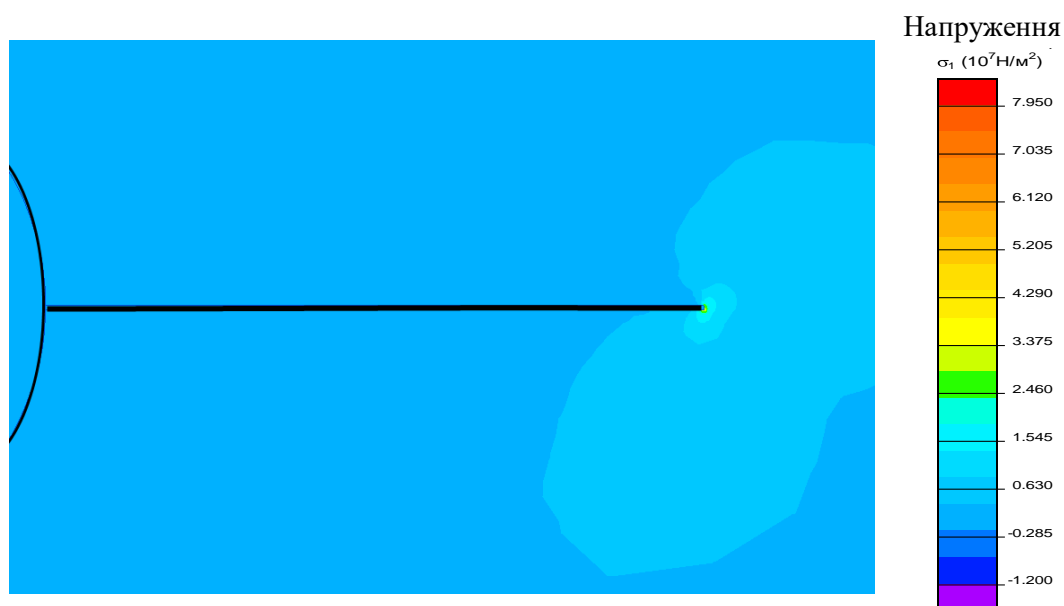


Рис. 4.39. Моделювання ширини і глибини розкриття тріщин біля труб системи охолодження у бетоні фундаментів НБК

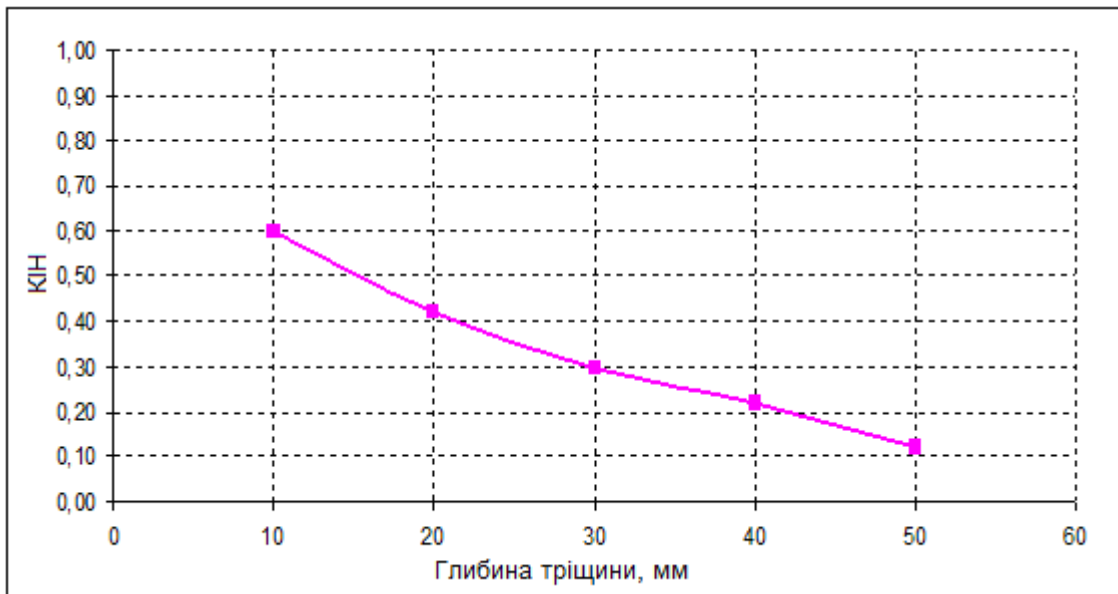


Рис. 4.40. Значення КІН у вершини тріщини в залежності від глибини тріщини

Аналіз сингулярності напружень у вершинах тріщин в найбільш напружених частинах перетину на поверхні фундаментів НБК свідчить, що критичні значення КІН можуть досягатися при глибині тріщин до 40 мм (рис. 4.41), при цьому ширина розкриття тріщин не перевищить 0,03мм (рис. 4.42).

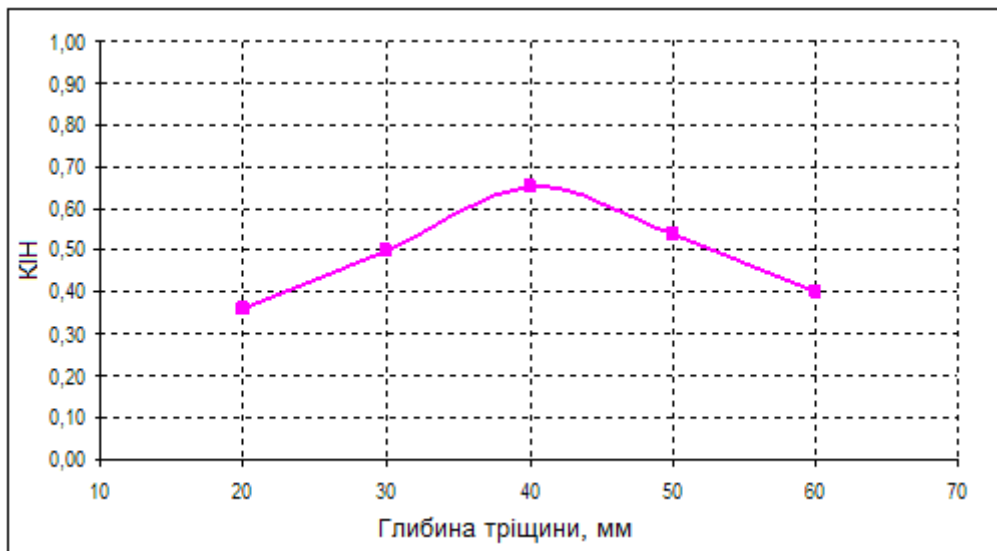


Рис. 4.41. Значення КІН у вершини тріщини в залежності від глибини тріщини

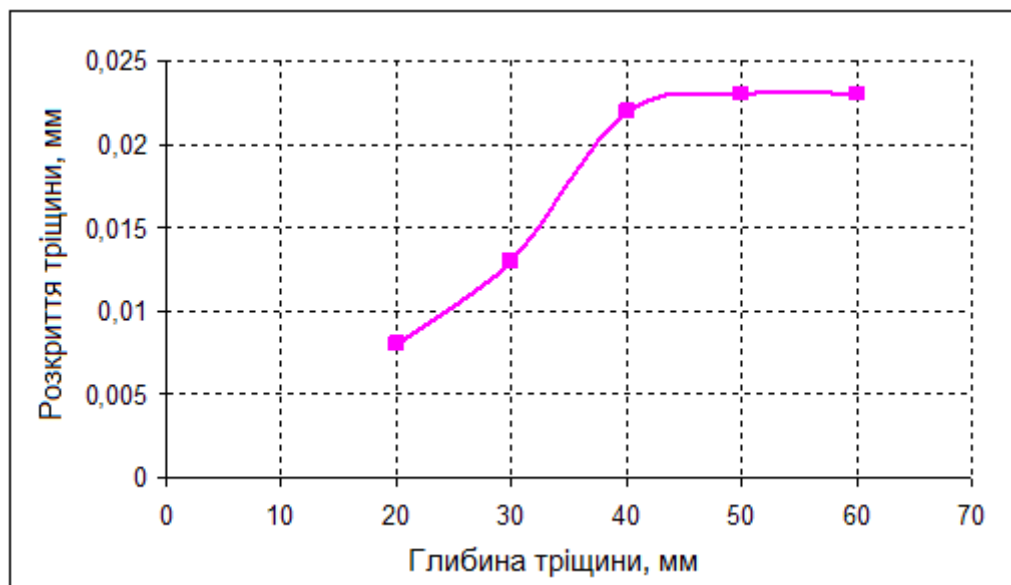


Рис. 4.42. Ширина розкриття тріщин в залежності від їх глибини

Таким чином, при використанні 4 рядів труб охолодження ($\varnothing 25$ мм, розташованих на відстані 500 мм) температура в ядрі бетону може знижуватися з 70 °С до 60 °С, а температурні градієнти знаходяться в допустимих межах. Напруження, що виникають в процесі тверднення по периметру конструкції, залишаються прийнятними, а розрахункове розкриття тріщин по моделі не перевищує 0,03 мм.

За результатами моделювання термонапруженого стану бетону фундаментів НБК в літніх умовах з системою охолодження, запропоновано наступний режим догляду за бетоном:

- починаючи від укладки бетону по 3 добу тверднення, доцільно використання опалубки з 100 мм пінополістиролу та шаром пінополістиролу товщиною мінімум 20 мм на верхній поверхні фундаментної плити. Температуру води в системі охолодження доцільно утримувати на рівні 30 °С;

- починаючи з 3 по 7 добу тверднення, температуру води в системі охолодження доцільно утримувати на рівні 40 °С;

- починаючи з 8 доби тверднення до закінчення догляду за бетоном, після зняття опалубки рекомендується обробити поверхню парафіновою емульсією, та забезпечити ізоляцію шаром пінополістиролу не менше 20 мм. Робота системи охолодження може бути припинена.

Список використаних джерел

1. R. Runova High-Performance Concrete for massive structures / R. Runova, I. Rudenko, V. Troyan, V. // Ibausil. Internationale Baustofftagung. – Weimar, September 12-15, 2012. – Tagungsbericht – Band 2. – P. 2-0082 – 2-0089.
2. Рунова Р.Ф. Бетоны для массивных конструкций / Рунова Р.Ф., Руденко И.И., Троян В.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение. - Дн-вск, ПГАСА, 2010. - Вып. 56. - С.379-388.
3. Рунова Р.Ф. Аналіз ефективності використання пластифікуючих та активних мінеральних добавок у бетонних масивах / Рунова Р.Ф., Троян В.В., Прянішніков О.В. // Будівництво України. – К.: , 2010 - № 4– С. 31-34.
4. V. Troyan. Prediction of durability of plasticized concrete / V. Troyan, P. Krivenko // Proceeding 1st International Conference on the Chemistry of Construction Materials. Berlin, 7-8 October 2013. – Berlin, 2013. - pp. 355 – 358.
5. Штарк Й. Цемент и известь / Штарк Й., Вихт Б. Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред. П. Кривенко // - К.: 2008. – 480 с.
6. Троян В.В. Моделирование трещиностойкости монолитного шлакощелочного бетона, твердеющего в условиях жаркого климата / Троян В.В. Кривенко П.В. // Будівельні матеріали, виробництва та санітарна техніка. -К.: Тов. Знання України, 2013. - Вип. 49. – С. 133-138.
7. F. Pesavento, Agnieszka Knoppik, V. Smilauer, M. Briffaut, P. Rossi, Numerical modelling. Thermal cracking of massive concrete structures. State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 254-CMS. Eds. Eduardo M.R. Fairbairn, Miguel Azenha. Cham : Springer, 2019, s. 181-255.
8. Deutscher Beton-Verein E.V.: Merkblatt Beton for massige Bauteile, Fassung 10.96.
9. Deutscher Beton-Verein E.V.: Sachstandbericht Massenbeton for Staumauern, Fassung 10.96.

10. CUR-Report Nr. 19: Temperaturefecten in zware beton-constructies ten gevolge van hydraterings wдрmte van cement, 1961.
11. Wischers G. Betontechnische und konstruktive Manahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen / Wischers G. // beton 14, Heft 2/1964.- pp. 65-75.
12. American Concrete Institute (ACI): ACI-Report 207 - Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete, 4R-80.
13. American Concrete Institute (ACI): ACI-Report 207 - Mass Concrete, 1R-87.
14. ВСН 31-83 Правила производства бетонных работ при возведении гидротехнических сооружений.
15. В'язучі речовини: Підручник / Рунова Р.Ф., Носовський Ю.Л., Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. // – К.: Основа, 2012. – 448 с.
16. Weigler H. Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung / Weigler H., Karl S. // Forschungsbericht Nr. 20/1974, TH Darmstadt, 1974, s.a.: Betonwerk Fertigteil-Technik, Heft 6/1974. - pp. 392-401.
17. Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matйriaux (RILEM): Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, RILEM-Proceedings 25, Proceedings of the International RILEM Symposium in Munich, 10.-12. 10. 94, Ed. by: Springenschmid, R., E & FN SPON, London, 1995.
18. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества: (технология и свойства). Учебник для вузов / А. В. Волженский, Ю. С. Буров, В. С. Колокольников // 3-е изд., пере-раб. и доп. - М.: Стройиздат, 1979. -476 с.
19. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона / Цилосани З.Н. // Ин-т строит, механики и сейсмостойкости. Тбилиси: 1979. - 230 с.
20. Kaplan M.F. Crack propagation and the fracture of concrete / Kaplan M.F. // Journ. of ACI. 1961 - vol. 58, № 11. - pp. 591–610.
21. Ламкин М.С. Применение теории хрупкого разрушения к определению размеров температурных трещин в элементах бетонных конструкций / Ламкин

- М.С., Пашенко В.И., Трапезников Л.П. // Труды координационных совещаний по гидротехнике / ВНИИГ. 1973. - вып. 82- с. 68-73.
22. Ламкин М.С. Применение теории хрупкого разрушения Гриффитса - Ирвина при исследовании температурного трещинообразования в элементах бетонных конструкций / Ламкин М.С, Пашенко В.И., Трапезников Л.П. // Труды координационных совещаний по гидротехнике/ ВНИИГ. 1975. -вып.103 - С. 162-167.
23. Трапезников Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений / Трапезников Л.П. // -М.: Энергоатомиздат, 1986.- 272 с.
24. Pak A.P. Experimental investigations based on the Griffith - Irwin theory processes of the crack development in concrete / Pak A.P., Trapeznikov L.P. // Adv. Fract. Res. Prepr. 5th Int. Conf. Fract., Cannes, 1981, vol. 4, p. 1531-1539.
25. Ентов В.М. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне / Ентов В.М., Ягуст В.И. // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. 1975. - № 4- С. 93-103.
26. Ягуст В.И. Сопротивление развитию трещины в бетонных конструкциях с учетом макроструктуры материала / Ягуст В.И. // Автореф. дисс. на соиск. учен, степени канд. техн. наук. - М.: НИИЖБ, 1982. - 24 с.
27. Курасова Г.П. Исследование кинетики, образования и развития трещин в бетонах / Курасова Г.П., Гуменюк Н.Т. // В кн.: Структура, прочность и деформация бетона. - М.: Стройиздат, 1973. - С. 230-244.
28. Получение бетона заданных свойств / Баженов Ю.М., Горчаков Г.И., Алимов Л.А., Воронин В.В. // - М.: Стройиздат, 1978. - 53 с.
29. Митрофанов В.П. Экспериментальное исследование характеристики сопротивления распространению трещин обычного тяжелого бетона / Митрофанов В.П., Жовнир А.С. // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1976. - № 3- С. 19-23.

30. Панасюк В.В. Оценка трещиностойкости цементного бетона по вязкости разрушения / Панасюк В.В., Бережницкий Л.Т., Чубриков В.М. // Бетон и железобетон. 1981. - № 2- С. 19-20.
31. Скрамтаев Б.Г. Теория прочности бетона. Новые виды бетонов / Скрамтаев Б.Г. // - Харьков: Гостехнауциздат Украины, 1934. - 56 с.
32. Получение бетона заданных свойств / Баженов Ю.М., Горчаков Г.И., Алимов Л.А., Воронин В.В. // - М.: Стройиздат, 1978. - 53 с..
33. Гвоздев А.А. О некоторых направлениях в теории деформирования и длительной прочности бетона / Гвоздев А.А. // В кн.: Прочностные и деформативные характеристики бетона и железобетона. - М.: НИИЖБ, 1981. – С. 42-47.
34. Гениев Г.А. Теория прочности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. // - М.: Стройиздат, 1974. - 314 с.
35. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Берг О. Я. // - М.: Госстройиздат, 1961. - 176с.
36. Байков В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / Байков В.Н., Горбатов С.В., Дмитриев З.А. // Изв. вузов. Строительство № 6, 1981 – С. 74-76.
37. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / Бондаренко В.М. Бондаренко С.М. // - М.: Стройиздат, 1982. - 287 с.
38. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Карпенко Н.И. // - М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.
39. Карпенко Н.И. Теория деформирования бетона с трещинами / Карпенко Н.И. // - М.: Стройиздат, 1976. - 208 с.
40. Пересыпкин Е.Н. Механика разрушения армированных бетонов / Е.Н. Пересыпкин // Бетон и железобетон №6, 1984. - С. 24-25.

41. Солодкий С.Й. Наукові засади підвищення тріщиностійкості дорожнього цементного бетону / Солодкий С.Й. // Дис на здоб. наук. ступеня д-ра техн. наук. - Л.: 2009. – 327 с.
42. Пирадов К.А. Механика разрушения железобетона / Пирадов К.А., Гузеев Е.А. // - М.: НИИЖБ, 1998. - 190 с.
43. Экспериментальные исследования влияния структуры бетона на его прочность и сопротивляемость хрупкому разрушению/А. П. Пак, Л. П. Трапезников, Т. П. Шерстобитова, Э. Н. Яковлева // Известия ВНИИГ., 1979. - т. 134. -С. 62-65.
44. Васильев П.И. К определению расстояний между температурными швами в бетонных плотинах / Васильев П.И. // Известия ВНИИГ. 1960. - т. 64- С. 33-54.
45. Klemczak, B.; Knoppik-Wróbel, A. (2011), Early age thermal and shrinkage cracks in concrete structures – description of the problem. *Architecture–Civil Engineering–Environment*, Vol. 4, No. 2, pp. 35-48.
46. Agnieszka Jędrzejewska, Farid Benboudjema, Laurie Lacarriere, Miguel Azenha, Dirk Schlicke, Stefano Dal Pont, Arnaud Delaplace, José Granja, Karolina Hajkova, Peter Joachim Heinrich, Giuseppe Sciumè, Emanuel Strieder, Elisabeth Stierschneider, Vít Šmilauer, Vyacheslav Troyan, COST TU1404 benchmark on macroscopic modelling of concrete and concrete structures at early age: Proof-of-concept stage, *Construction and Building Materials*, Elsevier, 2018, 174, pp.173 - 189.
47. Cervera, M. and Chiumenti, 2006b. Mesh objective tensile cracking via a local continuum damage model and a crack tracking technique. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 196: 304-320.
48. Y. Rashid, Analysis of prestressed concrete pressure vessels, *Nucl. Engrg. Des.* 7 (1968) 334–344.

49. A. Hillerborg, M. Modeer, P.E. Peterson, Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of F. M. and finite elements, *Cement Concrete Res.* 6 (1976) 773–782.
50. Z.P. Bazant, B.H. Oh, Crack band theory for fracture of concrete, *Mater. Struct.* 16 (1983) 155–177.
51. O.C. Zienkiewicz, M. Pastor, M. Huang, Softening, localization and adaptive remeshing: capture of discontinuous solutions, *Comp. Mech.* 17 (1995) 98–106.
52. O.C. Zienkiewicz, M. Huang, M. Pastor, Localization problems in plasticity using finite elements with adaptive remeshing, *Int. J. Numer. Methods Geomech.* 19 (1995) 127–148.
53. E.C. Aifantis, On the microstructural origin of certain inelastic models, *Trans ASME J. Engrg. Mater. Technol.* 106 (1984) 326–330.
54. R. de Borst, Simulation of strain localization: a reappraisal of the Cosserat continuum, *Engrg. Comput.* 8 (1991) 317–322.
55. H. Schreyer, Z. Chen, One dimensional softening with localization, *J. Appl. Mech.*, ASME 53 (1986) 791–797.
56. Z. Bazant, M. Jirašek, Nonlocal integral formulations of plasticity and damage: survey of progress, *J. Engrg. Mech.*, ASCE 128 (2002) 1119–1149.
57. I. Vardoulakis, E.C. Aifantis, A gradient flow theory of plasticity for granular materials, *Acta Mech.* 87 (1991) 197–217.
58. R. de Borst, H.B. Mulhaus, Gradient-dependent plasticity: formulation and algorithm aspect, *Int. J. Numer. Methods Engrg.* 35 (1992) 521–539.
59. M. Jirašek, Nonlocal models for damage and fracture: comparison of approaches, *Int. J. Solids Struct.* 35 (1998) 4133–4145.
60. R. de Borst, Some recent issues in computational failure mechanics, *Int. J. Numer. Methods Engrg.* 52 (2001) 63–95.
61. A. Simone, Continuous-discontinuous modelling of failure. Ph.D. Thesis, TU Delft, The Netherlands, 2003.

62. A. Needelman, Material rate dependence and mesh sensitivity in localization problems, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 67 (1987) 68–75.
63. J.C. Simo, J. Oliver, F. Armero, An analysis of strong discontinuities induced by strain-softening in rate-independent inelastic solids, *Comput. Mech.* 12 (1993) 49–61.
64. J. Oliver, Continuum modeling of strong discontinuities in solid mechanics using damage models, *Comput. Mech.* 17 (1995) 277–296.
65. J. Oliver, M. Cervera, O. Manzoli, Strong discontinuities and continuum plasticity models: the strong discontinuity approach, *Int. J. Plast.* 15 (1999) 319–351.
66. J. Oliver, A.E. Huespe, E. Samaniego, W.V. Chaves, Continuum approach to the numerical simulation of material failure in concrete, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 28 (2004) 609–632.
67. J. Oliver, A.E. Huespe, Continuum approach to material failure in strong discontinuity settings, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 193 (2004) 3195–3220.
68. J. Mosler, G. Meschke, Embedded crack vs. smeared crack models: a comparison of elementwise discontinuous crack path approaches with emphasis on mesh bias, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 193 (2004) 3351–3375.
69. C. Feist, W. Kerber, H. Lehar, G. Hofstetter, A comparative study of numerical models for concrete cracking, in: P. Neittaanmaki, T. Rossi, S. Korotov, E. Onate, J. Periaux, D. Knorzer (Eds.), *Proceedings of European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS 2004, Jyväskylä, Finland, 2004.*
70. M. Cervera, M. Chiumenti, C. Agelet de Saracibar, Softening, localization and stabilization: capture of discontinuous solutions in J2 plasticity, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 28 (2003) 373–393.
71. M. Cervera, M. Chiumenti, C. Agelet de Saracibar, Shear band localization via local J2 continuum damage mechanics, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 193 (2003) 849–880.

72. Tailhan JL, Dal Pont S, Rossi P (2010) From local to global probabilistic modeling of concrete cracking. *Annals of Solid and Structural Mechanics* 1(2):103–115
73. P. Dumstorff, G. Meschke, Investigation of crack growth criteria in the context of the extended finite element method, in: P. Neittaanmaki, T. Rossi, S. Korotov, E. Onate, J. Periaux, D. Knorzer (Eds.), *Proceedings of European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS 2004*, Jyvaskyla, Finland, 2004.
74. V. Červenka, J. Červenka, L. Jendele, V. Šmilauer, V.: ATENA simulation of crack propagation in CONCRACK benchmark. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2014, vol. 18, no. 7, p. 828-844.
75. L. Jendele, V. Šmilauer, J. Červenka: Multiscale hydro-thermo-mechanical model for early-age and mature concrete structures. *Advances in Engineering Software*. 2014, vol. 72, p. 134-146.
76. G. Sciumè, F. Pesavento, B.A. Schrefler, Thermo-hygro-chemo-mechanical modeling of the behavior of a massive beam with restrained shrinkage. *Proceedings of RILEM-JCI international workshop on crack control of mass concrete and related issues concerning early-age of concrete structures*, (2012) 133-144
77. Долговечность бетона и агрессивных сред / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссель // - М.: Стройиздат, 1990. - 320 с.
78. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Штарк Й., Вихт Б. Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред. П. Кривенко // - Киев.: «Оранта», 2004. - 293 с.
79. Рунова Р.Ф. Вплив добавок на тепловиділення цементних систем / Рунова Р.Ф., Троян В.В., Прянішніков О.В. // *Будівельні матеріали, виробництво та санітарна техніка*. - К.: Тов. Знання України, 2009 - Вип. 33 - С. 52-57.
80. R. Runova. Effect of additives on cement systems heating / R. Runova, V. Troyan, A Pryanishnikov // *17 Internationale baustofftagung Ibausil*. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde. Bauhaus-Universität Weimar, 2009. P. 1-0673 – 1-0678.

81. Рунова Р.Ф. Хімічні добавки як регулятор тепловиділення бетону / Рунова Р.Ф., Троян В.В., Прянішніков О.В. // Матеріали 10-й Межд. научно-практ. конф. «Дни современного бетона». – Запорожье: Планета, 2008. - С. 134-142.
82. ДСТУ Б В.2.7-225:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Метод визначення тепловиділення при твердненні
83. Технологічні основи підвищення та прогнозування довговічності бетонів для масивних споруд: [монографія] / Троян Вячеслав Васильович ; Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури. - Київ : Інтерсервіс, 2017. –238 с
84. Троян В.В. Аналіз умов забезпечення тріщиностійкості пластифікованих бетонів Будівельні конструкції / Троян В.В. // Будівельні конструкції.– К.: ДП НДІБК, 2013. - Вип.78, книга 2. – С.379-384.
85. Троян В.В. Добавки для бетонів і будівельних розчинів. Навчальний посібник / Троян В.В. // – Ніжин: ТОВ Видавництво «Аспект-Поліграф», 2010. – 228 с.
86. Рунова Р.Ф. Умови покращення деформативності розчину самонівелюючих підлог / Рунова Р.Ф., Троян В.В. // Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка. -К.: Тов. Знання України, 2006. - Вип. 21. - С.81-86.
87. Метакаолін в будівельних розчинах і бетонах. Монографія / Рунова Р.Ф., Троян В.В, Дворкин Л.Й. Лушнікова Н.В. // -К.: КНУБіА, 2007. - 216с.
88. Троян В.В. Управління деформативністю цементних систем за рахунок модифікаторів на основі метакаоліну / Троян В.В. Голець С., Приступко І. // Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка. -К.: Тов. Знання України, 2010 р. - Вип. 35. – С. 30-36.
89. Моніторинг температурного режиму тверднення бетону ростверку житлово-офісного центру / Троян В.В. Попруга П.В. Кіндрась Б.П. Дурицький С.Ю.// Будівельні матеріали та виробы. - К.: 2014. - №2(85) – С. 14-15.

90. Троян В.В. Моделирование трещиностойкости бетона массивных конструкций / Троян В.В. // Технологии бетонов. –М.: 2015. - №3-4. - С. 27-29. ISSN 1813-9787.
91. Троян В.В. Моделирование термонапряженного состояния железобетона твердеющего с системой охлаждения / Троян В.В. // Интернет-конференция пользователей программного комплекса ELCUT. 2011.
URL: http://elcut.ru/seminar/seminar_conference_1.htm
92. Prediction of crack resistance of massive concrete structures based on cements different types, Modern Tech. Technol. 2 (2015) (electronic journal)
URL: <http://technology.snauka.ru/2015/02/5790>
93. Троян В.В. МОДЕЛИРОВАНИЕ В ELCUT ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ БЕТОНА / Троян В.В. // Интернет-конференция пользователей программного комплекса ELCUT. 2017. URL: https://elcut.ru/seminar/troyan_beton_r.htm