

## ТЕРМОНАПРУЖЕНИЙ СТАН МОНОЛІТНОЇ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ ЕСТАКАДИ

© Ковальчик Я. І., Сташук П. М., Фаль А. Є., Бабяк І. П., 2015

Описано проблему впливу екзотермії під час реакції гідратації в масиві бетону монолітної попередньо напруженої прогонової будови естакади на її напружено-деформований стан, що стала причиною тріщиноутворення. Для визначення умовного формування власного термонапруженого стану в залізобетонних конструкціях потрібно проводити теплофізичні розрахунки бетону, що набирає міцність, за допомогою використання принципу Сен-Венана для скінчених елементів конструкції на ПК, щоб будувати температурні поля нульових напружень. Під час обстеження естакади виявлено тріщини шириною розкриття до 0,15 мм, які не розкривались під час її випробування. Обчислено поетапне влаштування прогонової будови та розрахунок термонапруженого стану під час її влаштувань. Під час аналізу розрахункової моделі припускали, що допустимі на розтяг напруження в бетоні перевищені на 80-ту годину його тужавіння в зонах утворених тріщин. Ймовірною причиною утворення цих тріщин були термонапруження в масиві бетону. Під час проектування монолітних залізобетонних конструкцій необхідно крім розрахунку за граничними станами у разі експлуатації та монтажу конструкції обчислювати термонапружений стан у разі тужавіння бетону під час спорудження.

**Ключові слова:** попереднє напруження, монолітний залізобетон, прогонова будова, термонапружений стан, нерозрізна естакада.

This article describes the problem of influence heat during hydration reaction in an array of monolithic reinforced concrete prestressed overpass span on its mode of deformation. The goal is to determine the causes of cracking in the construction span, improve its placement and recommendations to prevent cracking in similar processes. During examination of the object of study – flyover in Kiev spans were found with crack opening width 0,15 mm, which emerged during its construction. There was a need for establishing their causes and developing appropriate measures to prevent cracking in similar structures. To determine the conditional form of their own thermostressed state in reinforced concrete structures should be carried out thermal calculations of concrete that gains strength by using Saint-Venant principle for finite elements design on the PC to build zero-stress temperature fields. In analyzing the problem, cracks were identified probable causes of their occurrence and made a number of calculations. Thermostressed mechanical condition fragment array of cracks formed was made in PC “MIDAS”. In analyzing the calculation model it was revealed that the allowable tensile stress in the concrete exceeded 80-th hour of his hardening zones formed cracks. Suggested that the reason for the formation of these cracks were thermostress in an array of concrete. In the design of monolithic concrete structures it's necessary besides the calculation of the boundary conditions in the operation and installation design to calculate thermostressed state in hardening concrete in construction.

**Key words:** prestressing, monolithic reinforced concrete, span, thermostressed state, continuous overpass.

### Вступ

Важливою умовою під час зведення транспортних споруд є забезпечення їх надійності та довговічності. Для залізобетонних конструкцій одним із визначальних факторів, який істотно

впливає на ці показники, є тріщиноутворення в бетоні. Наявність тріщин у бетоні конструкцій порушує їх цілісність і впливає на напружено-деформований стан елементів, пришвидшує процеси деградації бетону, спричиняє корозію арматури в місцях утворення тріщин.

Особливе місце має проблема тріщиноутворення у разі виділення тепла гідратації у великих масивах монолітного залізобетону. У мостобудуванні ця проблема стосується не тільки масивів фундаментів та опор, але й монолітних прогонових будов, які віднедавна почали частіше проектувати та споруджувати в Україні (рис. 1).

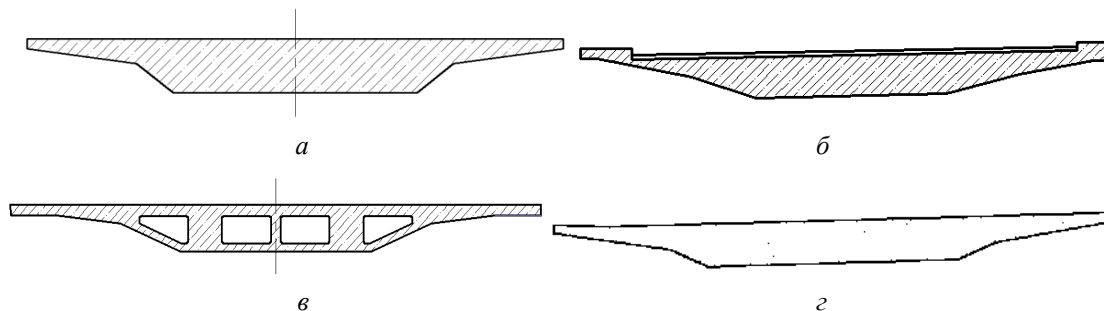


Рис. 1. Споруджені прогонові будови: а – у м. Києві; б – на дорозі Київ-Одеса; в – на дорозі Київ-Чоп. Запроектована прогонова будова на дорозі Київ-Харків-Довжанський (г)

### Постановка проблеми

На хімічному рівні тепловиділення залежить від цементу, його мінерального складу, хімічного складу, витрати цементу на  $1\text{ м}^3$  бетону, хімічних добавок, введених у бетонну суміш, початкової температури вкладеної суміші, температура бетону під час вкладання [1, 2, 3].

До технологічних причин виникнення тріщин належать: примикання тіла структури нового бетону до старого, защемлення бетону нової конструкції в старому бетоні, обмеження в русі бетонної маси (опорні елементи, жорсткі з'єднання, перепад у геометричних розмірах та в плані масиву), наявності додаткових зовнішніх джерел тепла, порушення технології виконання робіт.

Нагрівання бетону відбувається в перші години і дні після укладання бетону (як правило 1–5 днів) [4]. Реакція взаємодії цементу з водою супроводжується виділенням тепла, яке під час укладання бетону великими масами може спричинити значне розігрівання бетону до  $30\text{--}50\text{ }^\circ\text{C}$ , а іноді і більше по відношенню до температури бетонної суміші у разі вкладання. Під час швидкого підвищення внутрішньої температури вкладеного бетону за рахунок тепла від гідратації внутрішній об'єм розширюється. Деформації зовнішньої бетонної поверхні малі за рахунок теплообміну з навколишнім середовищем та її нижчої температури, як показано на рис. 2. За подальшого охолодження зовнішні поверхні бетонних масивів остигають швидше, ніж бетон всередині, і скорочуються в об'ємі; у них з'являються так звані температурні розтягувальні і стискальні напруження, в результаті чого вони покриваються волосяними тріщинами [5], які з часом можуть розширюватися і слугувати осередками прогресуючої корозії бетону.

Під температурними мікронапруженнями розуміють поняття напружень, які виникають у бетоні внаслідок відмінності коефіцієнтів температурного лінійного розширення і модулів пружності для крупного заповнювача і цементного розчину (мікронапруження першого роду), відмінності коефіцієнтів температурного лінійного розширення і модулів пружності дрібного заповнювача і цементного каменю (мікронапруження другого роду), відмінності коефіцієнтів температурного лінійного розширення і модулів пружності окремих кристалів цементного каменю (мікронапруження третього роду) [6].

Ці напруження впливають на величину допустимого розтягу бетону, як матеріалу. Величина цих напружень залежить від рівня температури, за якої створюється просторова кристалізаційна структура з гідросилікатів кальцію в твердіючому цементному камені в момент набирання бетоном міцності  $0,25\text{--}0,3 R_{28}$  [6].

Під час нагрівання конструкції ззовні утворюється ввігнуте температурне поле або температурна крива нульових напружень. За такої кривої утворюється власний несприятливий стан

(рис. 3, а). Річ у тім, що під час вирівнювання температур по перерізу конструкції зовнішні розігріті шари будуть схильні до більших температурних деформацій, ніж внутрішні. Внутрішні шари будуть перешкоджати деформаціям зовнішніх, внаслідок чого під час вирівнювання температур по перерізу стінки зовнішні шари опиняться розтягнутими і менш тріщиностійкими, ніж внутрішні.



Рис. 2. Схема процесу тріщиноутворення під час гідратації бетону

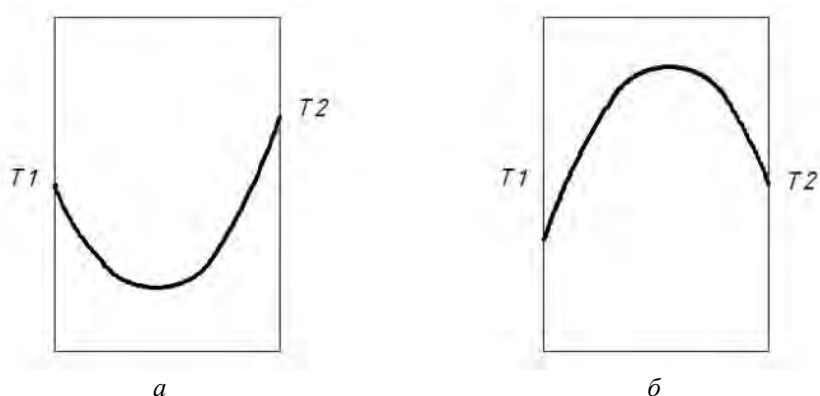


Рис. 3. а – ввігнута температурна крива нульових напружень; б – вигнута крива нульових напружень

У разі внутрішнього розігрівання бетону за рахунок екзотермії цементу бетон у центральних шарах твердне скоріше і нагрівається більше (рис. 3, б). Надалі під час вирівнювання температур по перерізу стінки зовнішні шари будуть деформуватись менше, ніж внутрішні і опиняться стиснутими і більш тріщиностійкими, ніж розтягнуті внутрішні. У такій конструкції з випуклою кривою нульових напружень утворюється сприятливий власний термонапружений стан, який підвищує тріщиностійкість стінки.

Маючи низку факторів і їх правильно використовуючи, у деяких випадках можемо істотно збільшити назначену величину допустимих температурних перепадів під час остигання конструкції і цілеспрямовано проводити роботу із підвищення тріщиностійкості бетонних конструкцій.

Для визначення умовного формування власного термонапруженого стану в залізобетонних конструкціях потрібно проводити теплофізичні розрахунки бетону, що набирає міцність, за допомогою ПК і будувати температурні поля нульових напружень.

На рис. 4 показаний розповсюджений випадок тріщиноутворення під час остигання масиву бетону після нагрівання, коли стримувальним фактором є структура прилягаючого старого бетону, який стримує усадку масиву бетону. Окрім того, на площині стику масиву бетону із старим бетоном значно менший коефіцієнт конвекції, ніж на поверхневих площинах масиву (повітря, опалубка). Цей коефіцієнт змінює теплообмін між старим та новим бетоном.

У тонких бетонних конструкціях тепло гідратації швидко розсіюється і не спричиняє істотного розігрівання бетону. Через те, що на більших відстанях виникають великі напруження, тобто у разі значних геометричних розмірів конструкції, то тепловиділення цементів у масивних спорудах є доволі небажаним. Отже, на термонапружений стан у монолітних масивах впливають два взаємозалежних фактори: геометричні розміри і різниця температури в бетоні під час вкладення. Регулювання цих факторів і точне розуміння температурних процесів у масиві дасть змогу ефективно контролювати температуру і врешті-решт економити час, зусилля, витрати і уникнути виникнення тріщин у бетоні.

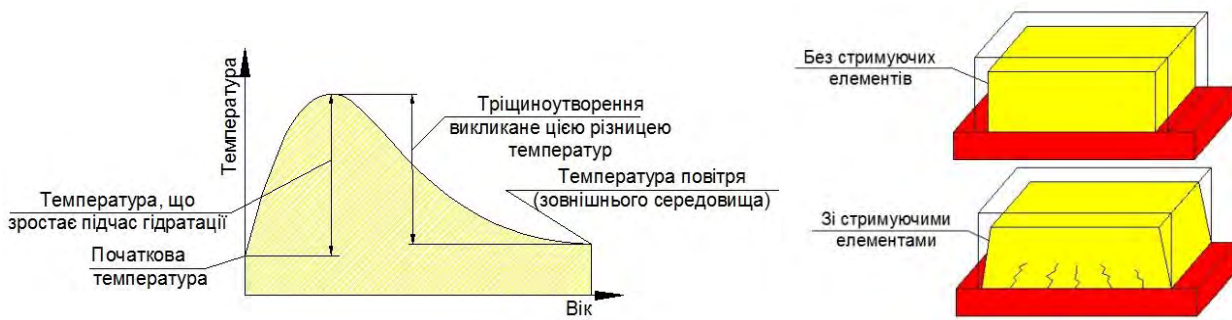


Рис. 4. Механізм тріциноутворення внаслідок стримувального фактора

Розрахунок монолітних поперечно напружених прогонових будов мостів з напруженням на бетон має виконуватись з врахуванням вимог ДБН В 2.3-14 [7]. За відсутності в нормативних документах необхідних величин та параметрів, котрі характеризують роботу конструкцій з пост-напруженою системою і є необхідними для розрахунку, відповідні величини рекомендується використовувати із відповідного Європейського технічного свідоцтва пост-напруженої системи (ЕТА).

Зусилля, що діють в елементах прогонових будов, краще визначати, використовуючи метод скінченних елементів, моделюючи елементи конструкцій у розрахункових схемах стержнями, плитами чи об'ємними скінченними елементами.

Щоб визначити термонапружений стан залізобетонної прогонової будови, необхідно знати розподіл температури в тілі конструкції. Можна задати за певних допусків температурне поле в масиві бетону прогонової будови у вигляді одновимірного або двовимірного, тому що товщина і висота балок менші від їх довжини. Згідно з теорією термопружності, використовуючи принцип Сен-Венана, отримуємо формули для визначення термонапруження. Так для одновимірного температурного поля  $T_{(z)}$  :

$$s_x = s_y = -\frac{1}{1-m} E \alpha T_{(z)} + \frac{N}{C} + \frac{12zM}{c^3}, \quad (1)$$

де  $E$  – модуль пружності;  $\alpha$  – коефіцієнт температурного розширення;  $T_{(z)}$  – температура в точці, віддаленій від центра плити на  $z$ ;  $c$  – товщина плити;  $N$  – поздовжня температурна сила;  $M$  – температурний момент.

$$N = \frac{\alpha E}{1-m} \int_0^c T_{(z)} dz, \quad (2)$$

$$M = \frac{\alpha E}{1-m} \int_0^c T_{(z)} z dz, \quad (3)$$

Для двовимірного температурного поля  $T_{(x,y)}$  найбільше значення матиме напруження за напрямком :

$$s_{x,y} = -\frac{1}{1-m} E \alpha T_{(z)} + \frac{N_z}{ab} + \frac{12zM_y}{a^3b}, \quad (4)$$

де

$$N_z = \frac{\alpha E}{1-m} \iint_{a,b} T_{(x,y)} dx dy, \quad (5)$$

$$M_z = \frac{\alpha E}{1-m} \iint_{a,b} T_{(x,y)} y dx dy, \quad (6)$$

$$M_y = \frac{\alpha E}{1-m} \iint_{a,b} T_{(x,y)} x dx dy \quad (7)$$

Щоб визначити термонапруження, необхідно враховувати повзучість та змінність модуля пружності бетону, який твердіє в часі. Загальний вираз для деформацій з врахуванням повзучості при одновісному змінному в часі напруженому стані матиме такий вигляд:

$$e_{(t)} = s_{(t_0)} d_{(t,t_0)} + \int_{t_0}^t \frac{\partial s}{\partial t} d_{(t,t)} dt, \quad (8)$$

де

$$d_{(t,t)} = \left[ \frac{1}{E_{MH(t)}} + c_{(t,t)} \right], \quad (9)$$

де  $E_{MH(t)}$  – пружноміттевий модуль пружності в момент прикладання навантаження;  $s_{(t_0)}$  – напруження в момент часу  $t_0$ ;  $c_{(t,t)}$  – міра повзучості, МПа<sup>-1</sup>;  $d_{(t,t_0)}, d_{(t,t)}$  – значення функції в момент часу  $t$  у разі прикладення навантаження відповідно в момент часу  $t_0$  та  $t$ .

За різниці температури в перерізі бетонупочаткової міцності виникають різні напруження, які навіть при невеликих його геометричних розмірах можуть спричинити тріщиноутворення.

### Аналіз останніх досліджень та публікацій

Питання екзотермії під час гідратації цементів та бетонів досліджували И. Г. Малюга [8], А. А. Байков [9], О. П. Мчедлов-Петросян [10], А. В. Ушеров-Маршак [11], К. Д. Некрасов [6], В. Н. Коротин [1] та інші.

Згідно з розрахунками з використанням ЕОМ у роботі [2] бетон в одній з прогонових будов, побудованих на МКАД в 1999 р., може досягати температури до 110 °С (рис. 5) в масиві ребра і мати значно меншу температуру 50 °С–25 °С на консолях.

Під час зведення монолітної прогонової будови в Англії внаслідок виділення тепла при гідратації бетону виникли значні тріщини [12]. Прогонова будова складається з двох широких попередньо напружених ребер висотою 1,5 м, з'єднаних між собою тонкою залізобетонною плитою з боковими консолями. Під час демонтажу опалубки були виявлені тріщини з шириною розкриття понад 1мм в 1/20-тій довжини прольоту. Тріщини проходили крізь всю висоту ребра і зупинялись на верхній плиті перерізу (рис. 6). У цій роботі причиною виникнення тріщин у ребрах прогонової будови вважається виникнення значних напружень розтягу під час гідратації бетону.

Як свідчать теоретичні дослідження та досвід будівництва монолітних прогонових будов, для уникнення появи тріщин при влаштуванні балок з великих масивів бетону необхідно враховувати термонапружений стан бетону та регулювати температуру масивів бетону у процесі набору ним міцності.

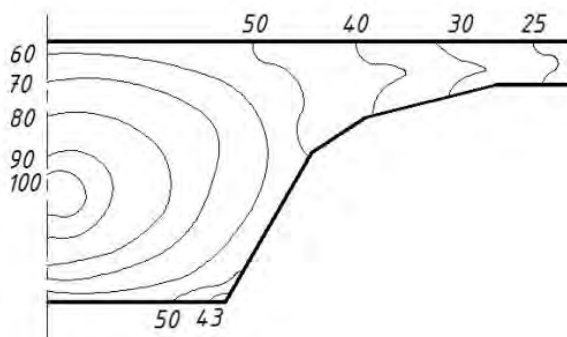


Рис. 5. Температурний градієнт перерізу прогонової будови під час застигання бетону на МКАДі

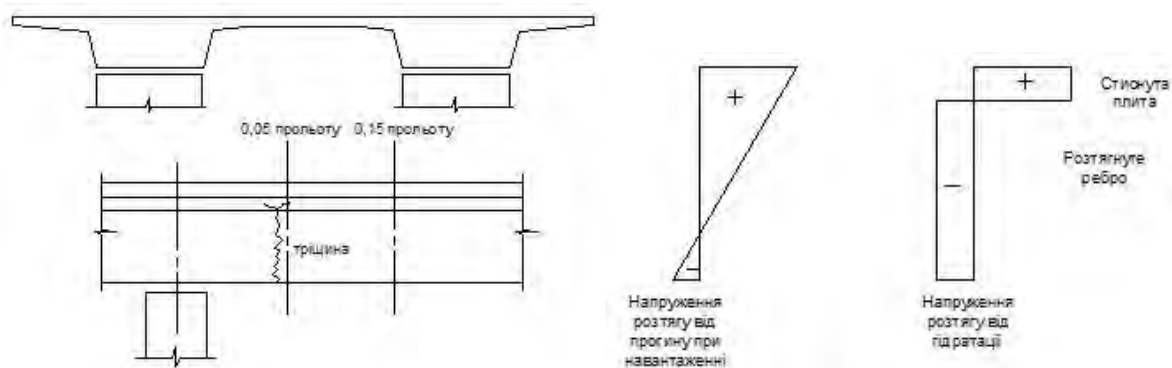


Рис. 6. Схема тріщиноутворення в монолітній попередньо напруженій прогоновій будові моста



## Мета роботи

Дослідити процес влаштування попередньо напруженої залізобетонної монолітної прогонової будови, визначити причини тріщиноутворення при її спорудженні та надати рекомендації з запобігання тріщиноутворенню під час аналогічних процесів.

## Актуальність дослідження

Досвід будівництва монолітних прогонових будов мостів за кордоном та в Україні свідчить, що проблема утворення тріщин у разі влаштування цих конструкцій є актуальною. Так, обстежуючи об'єкт дослідження – естакади по вул. Набережно-Хрещатицькій у м. Києві (рис. 7), в прогоновій будові були виявлені тріщини з шириною розкриття 0,2–0,3 мм (рис. 8), які утворились під час її зведення. Виникла потреба встановити причини їх виникнення і розробити необхідні заходи для попередження тріщиноутворення в аналогічних конструкціях.



Рис. 7. Загальний вигляд естакади

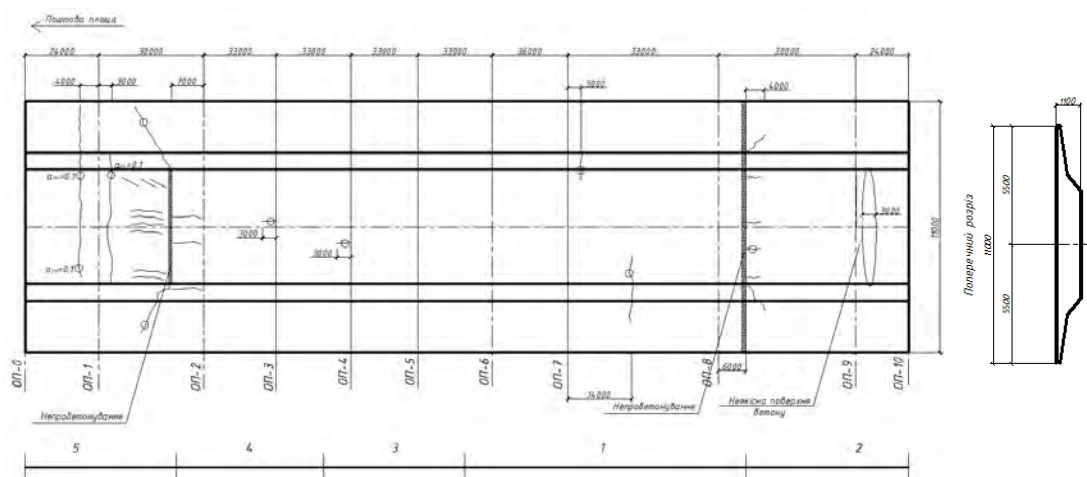


Рис. 8. Схема дефектів прогонової будови естакади та її поділу на секції бетонування

## Аналіз причин утворення тріщин під час будівництва естакади

Аналізуючи проблему виникнення тріщин під час будівництва естакади, визначили ймовірні причини їх виникнення :

- неправильне армування зони анкерування канатів;
- неправильний порядок натягу канатів;
- недотримання технології виготовлення конструкції прогонової будови.

Для виявлення причин утворення тріщин були виконані :

- нелінійний просторовий розрахунок монтажу (виготовлення) конструкції прогонової будови в ПК “ЛИРА”;
- розрахунок міцності і тріщиностійкості перерізу прогонової будови на стику секцій згідно з нормами [7, 13] та проектною документацією в ПК “MathCad”;
- лінійний і нелінійний просторовий розрахунок монтажу (виготовлення) конструкції прогонової будови з різним процентом армування в торцевій (анкерній) зоні на стику секцій 4 і 5 в ПК “ЛИРА”;

– розрахунок термонапруженого стану прогонової будови під час бетонування в ПК “MIDAS”.

У ПК “ЛИРА” була створена нелінійна просторова розрахункова схема монтажу конструкції прогонової будови, яка передбачала в себе поетапний монтаж секцій, почерговий монтаж арматури згідно з проектними координатами та її поетапний натяг. На розрахунковій схемі ухили та крива прогонової будови були спрощені. Натягували канати групами між компенсуючими привантаженнями/ розвантаженнями консолей секцій. Прогонова будова розбита на елементи довжиною 0,5 м. Координати пучків напружуваної арматури задані згідно з проектною документацією в перерізах стиків секцій, надопорних перерізах, серединах прольотів і характерних перерізах. Просторові елементи тіла прогонової будови задані, як бетон проектної марки В40, армований проектним коефіцієнтом армування. Анкери і куплери з’єднань секцій спрощено до площі перерізу пучка канатів.

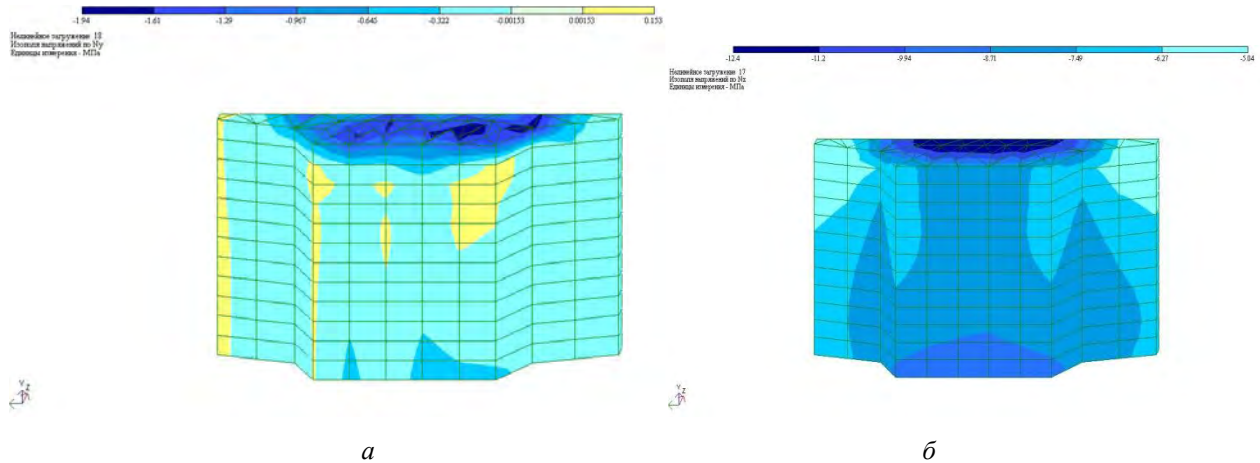


Рис. 9. Фрагмент розрахункової моделі на початку 5-ї секції бетонування з напруженнями бетону: а – по глобальній осі x (вигляд знизу); б – по глобальній осі y, вздовж естакади (вигляд знизу)

Згідно з [14] під час змішаного армування по другій групі граничних станів граничне напруження на розтяг в бетоні становить  $0,8 R_{b,ctr}$ , що для цих умов натягу конструкції становить 1,28 МПа.

Згідно з фрагментом нелінійної просторової моделі розрахунку в місці утворення тріщин (початок 5-ї секції між ОП-1 і ОП-2) максимальні розтягувальні зусилля в бетоні плити прогонової будови під час натягу арматури 0,153 МПа (рис. 9, а). Максимальне стискальне зусилля 1,94 МПа. Місця просторових елементів з найбільшим розтягом збігаються з місцями розташування тріщин на схемі дефектів (див. рис. 8 і 9, а).

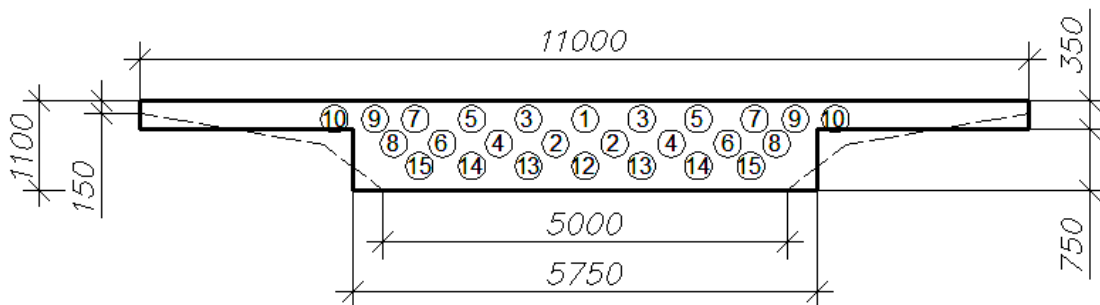


Рис. 10. Наведений переріз естакади на початку 5-ї секції для розрахунку в ПК MathCad

За результатами лінійного розрахунку перерізу цієї ж зони в ПК MathCad (рис. 10) встановили, що у разі одночасного натягу всіх канатів на верхній та нижній грані виникають стискальні зусилля в бетоні -2,15 МПа та -9,37 МПа, відповідно, що не перевищують допустимі  $R_{b,mc1}=17\text{МПа}$  [14].

Найбільші місцеві напруження в бетоні під час натягу на бетон виникають у зоні передавання напруження з арматури через анкери на бетон [14]. Їх величина швидко зменшується вздовж поздовжньої осі прогонової будови. Тому для визначення максимальних напружень розглядають невеликі просторові елементи в зоні анкерування, на стан яких чітко впливає дія анкерів і конструктивного армування. Напруження з анкерів (або куплерів) передаються на бетон.

Згідно з [15] на прикладі розгляду КЕ моделі реальної роботи анкера в армованому бетоні показано, що в бетоні виникають мікротріщини, що допускаються під час натягу. Ці тріщини мають локальний характер і виникають лише під опорними шайбами і гасяться до другого-третього витка спіралі анкера. Проект естакади передбачав армування сітками “торцевих” анкерних зон секцій (рис. 10), завдяки якому напруження натягу повинні плавно передаватись на тіло прогонової будови.

На лінійній просторовій схемі в ПК “ЛИРА” був розрахований прогін Оп1-Оп-2 з місцем з’єднання секцій 1 і 2. На схемі враховувався натяг кожної пари канатів з компенсуючим розвантаженням консолі 4-ї секції. Дослідний фрагмент моделі вказано на рис. 11.

Вже під час натягу пари канатів № 4 (рис. 10) на нижній грані моделі виникають напруження в бетоні, які більші від допустимих (рис. 13, а). Надалі під час натягу кожної наступної пари канатів виникали нові зони з напруженням у бетоні, більшим від допустимого (рис. 13, б).

Під час повторного розрахунку стику секцій з врахуванням армування анкерної зони розтягувальні напруження в бетоні, які б перевищували допустимі, не виникали. Максимальні розтягувальні напруження були зафіксовані під час натягу перших трьох пар канатів (рис. 14).

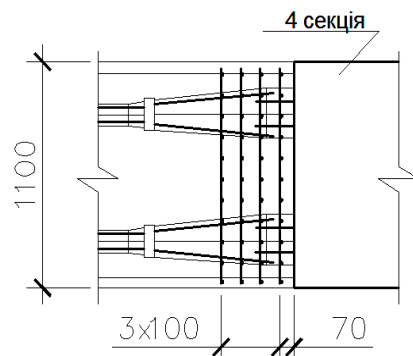


Рис. 11. Додаткове армування анкерної зони

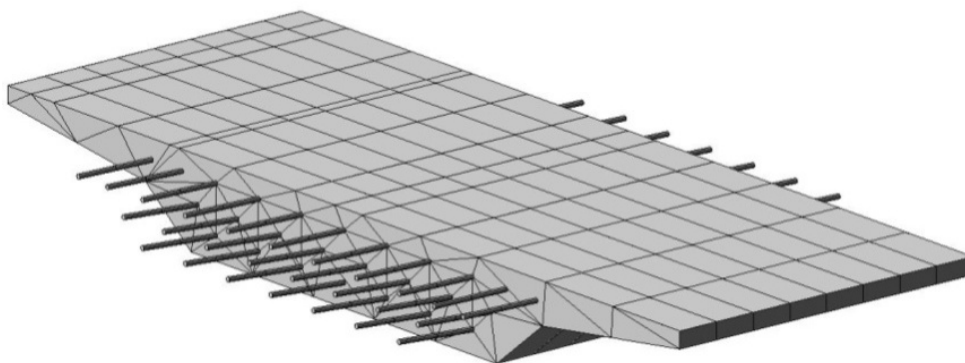


Рис. 12. Дослідний фрагмент моделі (4 м на початку 5-ї секції)

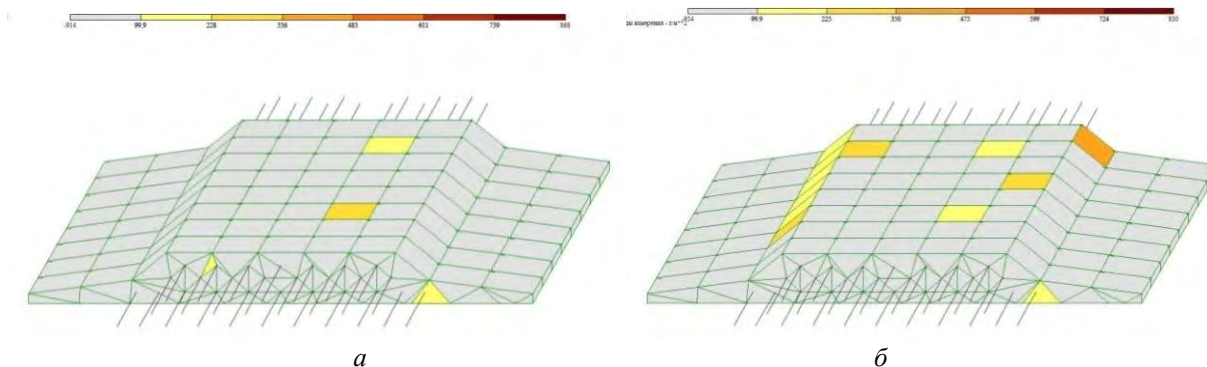


Рис. 13. Напруження в бетоні під час натягу пари канатів: а – № 4, б – № 15



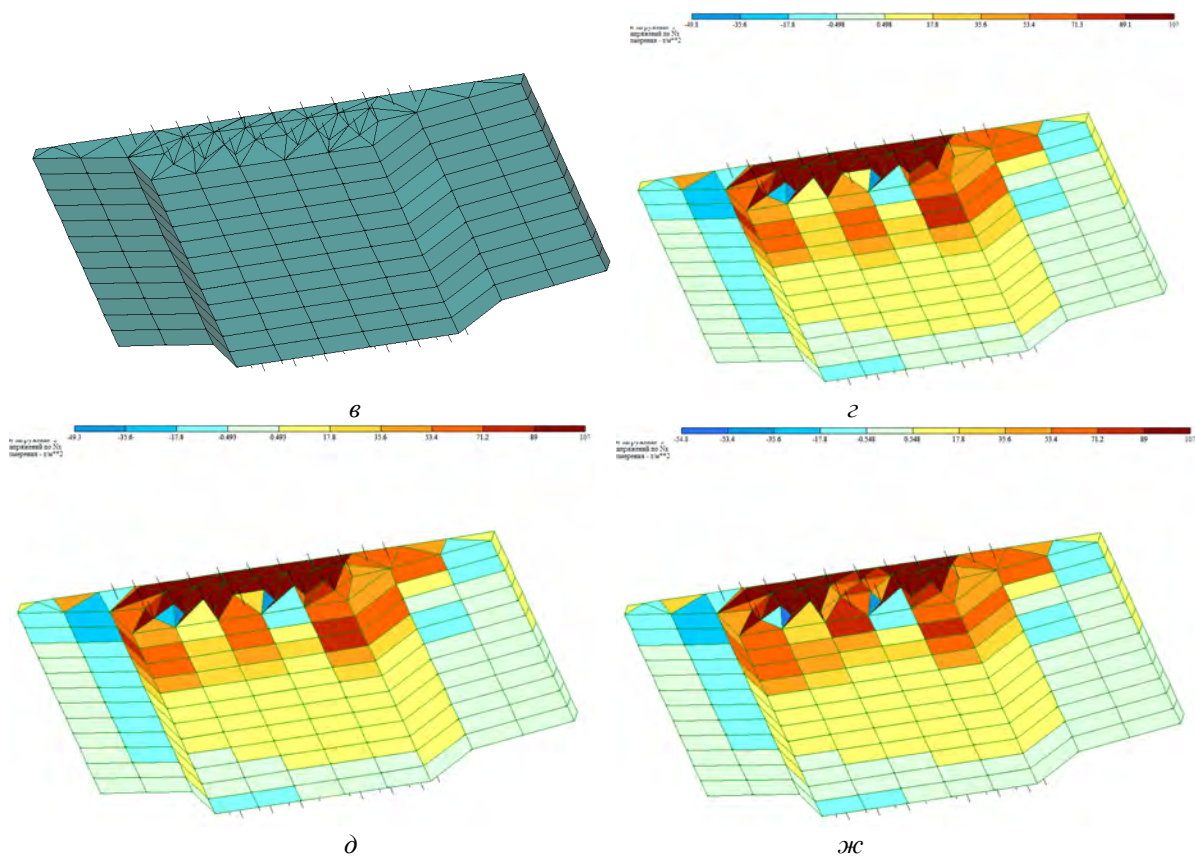


Рис. 14. Напруження під час почергового натягу канатів :  
 а – загальний вигляд розрахункової моделі секції, б – напруження в секції  
 під час натягу пучка канатів № 1, в – те саме, під час натягу пучка канатів № 2, г – те саме,  
 під час натягу пучка канатів № 3

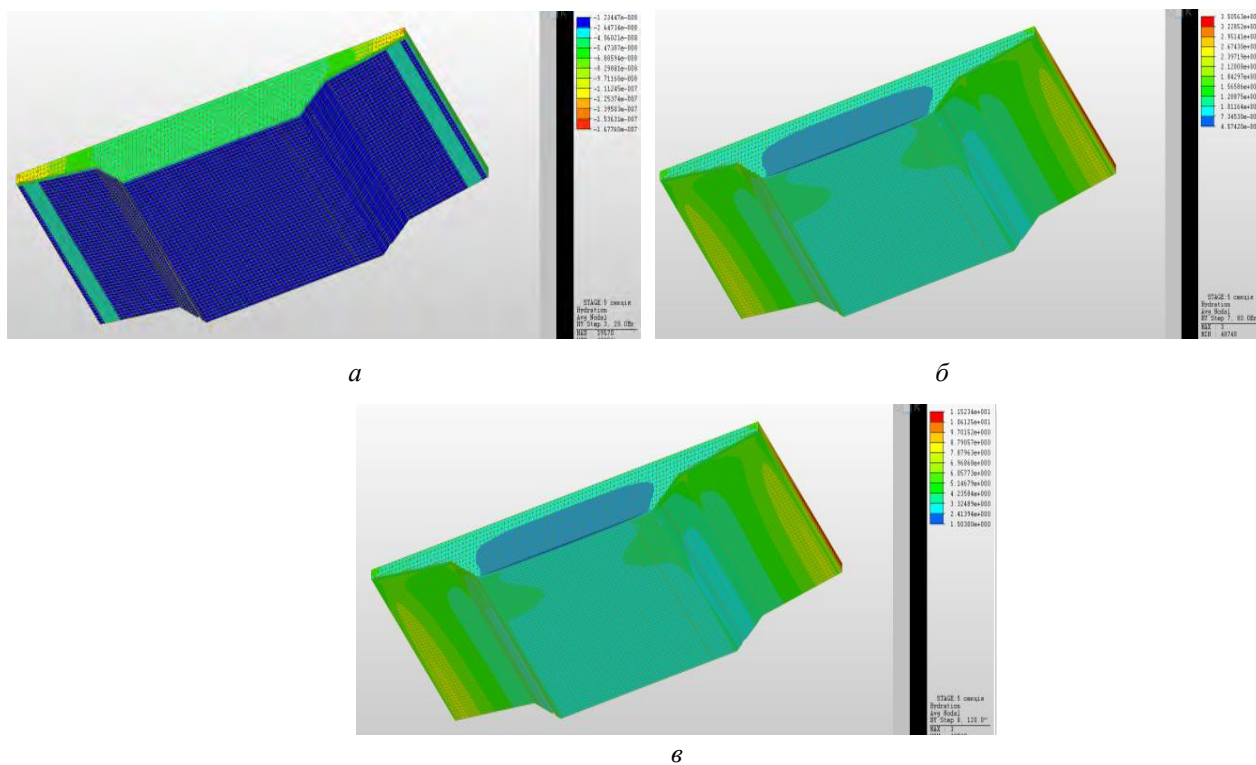


Рис. 15. Температурні напруження під час застигання торцевої частини прогонової будови 5-ї секції  
 на стику з 4-ю: а – 20 год, б – 80 год, в – 120 год

У ПК “MIDAS” виконаний розрахунок термонапруженого стану торцевого фрагменту масиву 5-ї секції на стику з 4-ю з гіпотетичними характеристиками. Було застосовано графік нагрівання–охолодження для бетону даного класу, задано необхідні його характеристики; через коефіцієнти враховано теплообмін бетону з зовнішнім середовищем, опалубкою, попередньою секцією; вказана змінна температура зовнішнього середовища під час бетонування та догляду за бетоном. Порівнюючи моделі розрахунку термонапруженого стану, виявили, що допустимі на розтяг напруження в бетоні (рис. 15, б) перевищують допустимі 2,12 МПа, проектні на 80-ту годину його тужавіння в зонах утворених тріщин, вказаних на схемі на рис. 8. Це показує можливість утворення тріщин внаслідок перевищення термічних напружень на розтяг у масиві бетону.

### Висновки

1. Наявність в окремих місцях конструкцій естакади тріщин з шириною розкриття 0,15 мм свідчить про необхідність вдосконалення технології бетонування під час зведення таких мостів. Варто відзначити, що під час випробувань ці тріщини не розвивалися, і заповнення цих тріщин ін'єкційними матеріалами та нанесення захисного покриття дасть можливість забезпечити проектну довговічність конструкцій.

2. Під час дослідження причин тріщиноутворення плити прогонової будови висунута гіпотеза, що тріщини утворились від зусиль розтягу внаслідок термічного напруження в монолітному бетоні, які перевищують допустимі у разі тужавіння.

3. Під час проектування монолітних залізобетонних конструкцій необхідно, крім розрахунку за граничними станами, під час експлуатації та монтажу конструкції розраховувати термонапружений стан у разі тужавіння бетону при спорудженні. За необхідності потрібно вживати заходи з регулювання температури в масиві бетону технологічними або хімічними способами.

4. Результати досліджень використані під час розроблення Рекомендацій із проектування монолітних залізобетонних прогонових будов мостів із напруженням на бетон (пост-напружені системи) [16].

1. Коротин В. Н. Организация технологического обеспечения качества бетонных и арматурных работ при возведении монолитных железобетонных предварительно напряженных плитно-ребристых пролётных строений мостов : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.02.22 / Коротин В. Н. Междунар. межакадем. союз. – М., 2005. – 58 с. 2. Соловьянчук А. Р. Влияние температурного фактора на формирование потребительских свойств плитно-ребристых пролётных строений в период их возведения / Соловьянчук А. Р., Шифрин С. А., Соколов С. Б. : Научные труды ОАО “ЦНИИС”, вып. № 217. – 2003. – С.222–227. 3. Антонов Е. А. Методика технологического регулирования термонапряженного состояния монолитных железобетонных транспортных сооружений : дисс. ... канд. техн. наук / Е. А. Антонов. – ЦНИИС. – М., 2005. – 229 с. 4. Кульчицкий В. А. Аэродромные покрытия. Современный взгляд / В. А. Кульчицкий и др. – М.: Физико-математическая литература, 2002. – 528 с. 5. Микульский В. Г. Строительные материалы (Материаловедение и технология): учеб. пособ. – 217 с. 6. Некрасов К. Д. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур / К. Д. Некрасов. – М.: Стройиздат, 1972. – С. 20–24. 7. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. ДБН В.2.3. – 14:2006. – 359 с. 8. Малюга И. Свойства портландского цемента (и других гидравлических вяжущих) в применении его и испытании / И. Малюга // Инженерный журнал. – 1981. – № 9. – С. 36–46. 9. Байков А. Тепловые явления при схватывании и твердении портландцемента / А. Байков, Н. Богданов // Цемент. – 1906. – № 3/4. – С. 41–48; № 7/12. – С. 98–105. 10. Мчедлов-Петросян О. П. Термодинамика и термохимия цемента / О. П. Мчедлов-Петросян, В. И. Бабушкин // Шестой международный конгресс по химии цемента. – М., 1976. – Т. 2. – С.6-16. 11. Ушеров-Маршак А. В. Калориметрия цемента и бетона / А. В. Ушеров-Маршак. – Харьков : Факт, 2002. – 184 с. 12. Benaim R. The Design of Prestressed Concrete Bridges. Concepts and principles / Robert Benaim. – 2008. 581 p. 13. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування. ДБН В.2.3 – 6:2009. 14. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування : ДБН В.2.3 – 22:2009. – К., 2009. 15. Вестник мостостроения № 1, 2009. Оценка объемного напряженно-деформированного состояния в системе анкер-бетон-арматура при натяжении высокопрочных канатов. С. Л. Ситников, Г. А. Ананидзе. Научные исследования и экспериментальные работы. 16. Рекомендації з проектування монолітних попередньо-напружених мостів з напруженням на бетон (пост-напружені системи) Р В.3.2-03450778-832:2013. – К., 2013.