

АНАЛІЗ ЯВИЩА УСАДКИ БЕТОНУ НА ПРИКЛАДІ КОЛОН НАХИЛЕНОЇ КОЛОНАДИ ГРАДИРНІ

О Гладішев Г.М., Гладішев Д.Г., 2008

Розглянуто вплив усадки на розвиток і глибину поширення вертикальних тріщин в бетоні колон діаметром 900 мм нахиленої колонади градирні. Проведений порівняльний аналіз п'яти методів розрахунку осідових деформацій на прикладі колон градирні. Порівняно результати теоретичних розрахунків осідових деформацій з результатами натурних досліджень.

Influence shrinkable on development and depth of distribution of vertical cracks in concrete of columns in diameter of an inclined colonnade of 900 mm water-cooling towers is considered. The carried out comparative analysis of five methods of calculation of shrinkable deformations on an example of columns water-cooling towers. Comparison of results of theoretical calculations of shrinkable deformations with results of natural researches is executed.

Постановка проблеми. Сьогодні немає єдиних методик дослідження деформацій повзучості та зсідання бетону і визначення відповідних їхніх характеристик. Окремі дослідники застосовують різні, іноді суперечливі, методики та отримують результати, що дуже важко зіставити і ще важче відтворити в контрольних дослідах. Тому досить актуальним є розроблення простих, наближених методів розрахунку та їх експериментальна перевірка на існуючих спорудах. Аналіз експериментальних досліджень несилкових вертикальних тріщиноутворень у збірних колонах нахиленої колонади градирні ст. № 5 на Рівненській АЕС дав змогу проаналізувати вплив зсідання на характер технічного стану цих конструкцій.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. У праці розглянуто тріщиноутворення від зсідання в затверділому бетоні колон, оскільки саме вона найбільше впливає на поперечні деформації масивних бетонних і залізобетонних елементів в процесі виготовлення та після тривалої експлуатації. У зв'язку з цим проаналізовано такі методи розрахунку осідових деформацій:

1. Метод, запропонований СЕВ-FIP “Model Code 1978” і DIN-4227 – алгебраїчна апроксимація. Під час розрахунку прогнозованих осідових деформацій цим методом враховується консистенція бетонної суміші, габарити елементів, а також відносна вологість і температура середовища, а ріст усадкових деформацій розраховують до 10 000 днів (близько 27 років).

2. Метод Бажанта і Панулі, або “ВаР-Model” [2, 3]. За цим методом під час розрахунку прогнозованих осідових деформацій враховують міцність бетону, кількість складників в бетонному розчині, відносна вологість і температура середовища, габарити елементу, а ріст осідових деформацій розраховують до 10 000 днів (близько 27 років). Змінність значень осідових деформацій в часі за цим методом пов'язана з часом неповного висушування, що дає можливість використовувати цей метод також для аналізу внутрішніх напружень.

3. Метод, запропонований для застосування в СЕВ-FIP “Model Code 1990”. Під час розрахунку за цим методом прогнозованих осідових деформацій враховуються лише ті дані, які переважно відомі при проектуванні, а саме: міцність бетону на стиск, вид цементу, відносна вологість, температура середовища і габарити елементу. За цим методом ріст осідових деформацій враховують до 70 років. Цей метод створено на базі статистичної апроксимації великої кількості дослідних даних з осідових деформацій.

4. Метод, запропонований для застосування в PN-B-03264:2002 [4]. Тут для розрахунку прогнозованих осідових деформацій застосовують таблиці.

5. Метод, запропонований І. І. Уліцким [1]. За цим методом при розрахунку прогнозованих осідових деформацій граничні значення відносної деформації осідання отримують, перемножуючи значення за середніх (нормальних) умов на ряд поправкових коефіцієнтів, які враховують дію основних чинників – вологості середовища, розмірів (масштабного чинника) і тривалості навантаження.

Розглянуті п'ять методів розрахунку усадкових деформацій дають різні значення відносної деформації усадки бетону, тому теоретичні результати за цими методами зіставили з дослідженнями несилкових вертикальних тріщиноутворень у збірних колонах нахиленої колони градирні, що наведено нижче.

Загальні відомості про об'єкт дослідження. Робочий проект градирні ст. №5 було розроблено Ленінградським відділенням „Атомтеплоэлектропроект” 1984 року. Споруду градирні було передано в експлуатацію 1987 року. Згідно з конструктивним рішенням, витяжна башта градирні складається з оболонки з верхнім збірним кільцем жорсткості та нижнім монолітним опорним кільцем жорсткості, яке спирається на колони нахиленої колони (рис. 1). Висота витяжної башти становить 150 м, радіус башти на відм. +150,00 м – 37,35 м, радіус башти на відм. +10,00 м – 58,75 м. Оболонка башти спирається на 44 пари колон зі збірного залізобетону круглого перерізу $\varnothing 900$ мм і довжиною 11,555 м.

Проектна марка бетону колон М400. Марка бетону колон за морозостійкістю Мрз300. За класифікацією табл. 2 СНиП 2.03.01-84* [5] клас бетону колон В30. Поздовжнє армування колон $6\varnothing 25$ А-III (проектна віддаль до центра арматури 57,5 мм), поперечне спіральне армування $\varnothing 12$ А-I з кроком 250 мм (проектна віддаль до центра арматури 39 мм). Колони нахиленої колони зароблено в підколонники, і вони передають зусилля від оболонки башти на фундамент.

Колони для нахиленої колони поставлено на РАЕС заводом-виробником 1986 року й згідно з паспортами відповідають вимогам Державного стандарту. 1987 року колони були змонтовані у нахилену колону градирні.

Від часу будівництва градирні до часу обстеження (червень 2002 року) колон вони перебували під впливом атмосферних дій. Протягом 15 років у зв'язку з затримкою введення в експлуатацію блоку № 4, градирня ст. № 5 в роботу не вводилась, і технологічні впливи на колони не діяли.

Мета та задачі дослідження. У процесі детального інструментального обстеження технічного стану колон нахиленої колони градирні ст. №5 блоку №4 на Рівненській АЕС розглянуті такі питання:

- заміри приладом ИЗС-10 за ГОСТ товщини захисних шарів бетону та місць розташування арматури для проведення обстеження бетону колон ультразвуковим приладом УК-14ПМ;
- визначення міцності бетону колон неруйнівним механічним методом за ГОСТ 22690-88, приладом конструкції “Хмельницькпромбуду” та їх статистична обробка;
- перевірка міцності бетону колон, визначеної неруйнівним механічним методом, ультразвуковим імпульсним методом за ГОСТом 17624-87;
- визначення глибин розповсюдження поздовжніх тріщин у тіло бетону колон;
- аналіз результатів інструментальних натурних досліджень;
- проведення розрахунків осідових деформацій за результатами обстежень;

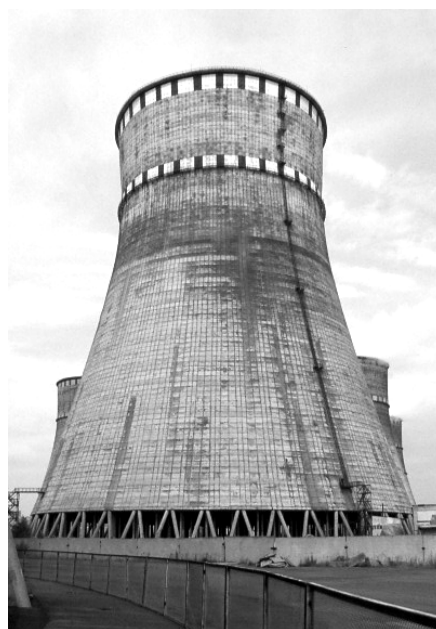


Рис. 1. Вигляд градирні

- проведений порівняльний аналіз п'яти методів розрахунку осідових деформацій на прикладі колон градирні для виявлення впливу зсідання бетону на розвиток і глибину поширення вертикальних тріщин;
- виконане порівняння результатів теоретичних розрахунків осідових деформацій з результатами натурних досліджень.

Натурні інструментальні обстеження бетону колон. Завдяки детальному інструментальному обстеженню технічного стану колон нахиленої колонади градирні РАЕС після 15 років після здання її в експлуатацію, визначено фактичні клас “В_f” та марку “М_f” бетону колон за їх розташуванням у нахиленій колонаді градирні, що відображено на рис. 2. Як видно з цієї діаграми, коливання міцнісних характеристик бетону за окремими колонами є від В32,5 (М400) до В55 (М625). Фактичні значення коефіцієнтів варіацій “U_f” за колонами коливаються від 3,25 % до 14,48 % і у 96,3 % не перевищують нормативне значення U=13,5 % [5], то можна свідчити про задовільний контроль якості бетону під час виготовлення колон.

Детальне інструментальне обстеження технічного стану колон нахиленої колонади градирні показало, що фактична міцність бетону на час обстеження є вища за проектну М400. Загальний статистичний аналіз класу “В_f” та марки “М_f” бетону в межах усіх колон нахиленої колонади градирні показав: В_f42,5; U_f=10,3 %; М500. Точність міцнісних характеристики бетону колон, які одержані неруйнівним механічним методом, перевірені ультразвуковим імпульсним методом (рис. 2).

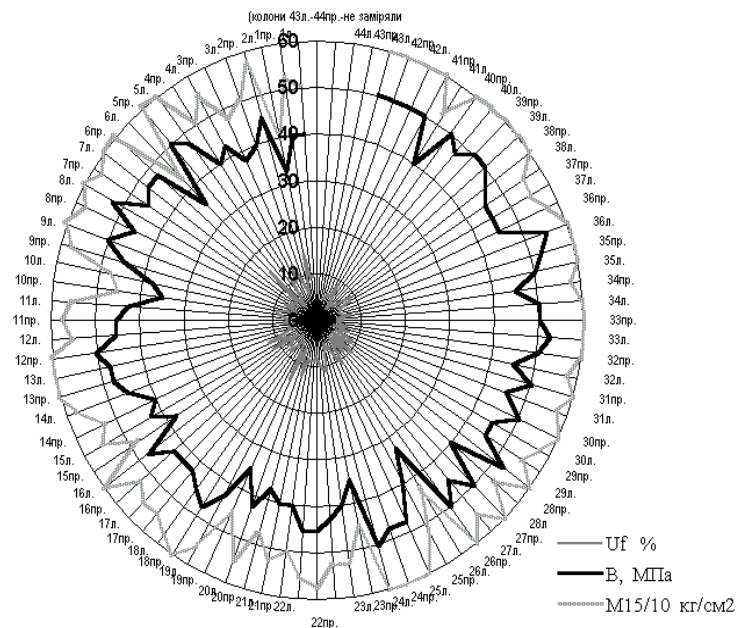


Рис. 2. Міцнісні характеристики бетону колон та їх порядок заміру в нахиленій колонаді градирні

Проведена перевірка залежності між показниками міцності бетону R_{15m} , $R_{15.ser}$ та мінімальним часом t_{min} проходження ультразвуку в бетоні колон. На основі отриманих даних побудований графік (рис. 3). Отримані апроксимаційні залежності вказують на логічний характер зв'язку ($R^2=0,96$) між розглянутими міцнісними характеристиками бетону та часом проходження ультразвуку в бетоні і підтверджують достовірність міцнісних характеристик бетону отриманими неруйнівним механічним методом.

Проведені обстеження дали можливість визначити фактичні глибини поширення поздовжніх (вертикальних) тріщин у тіло бетону колон (рис. 4, 5) та визначити, що зсідання бетону значно впливає на розвиток і глибину поширення тріщин у масивних залізобетонних елементах.

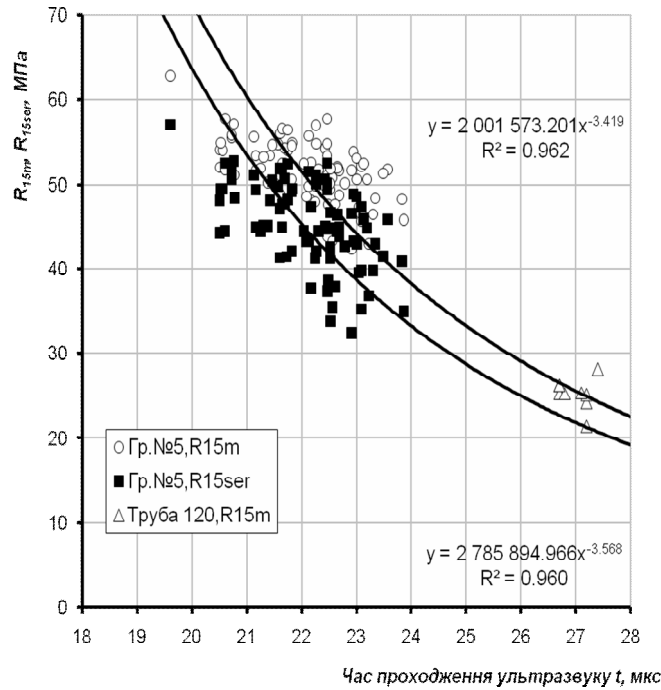


Рис. 3. Залежність між міцністю бетону R_{15mp} , R_{15ser} та часом проходження ультразвуку t в незруйнованому бетоні колон нахиленої колонади градирні ст. №5

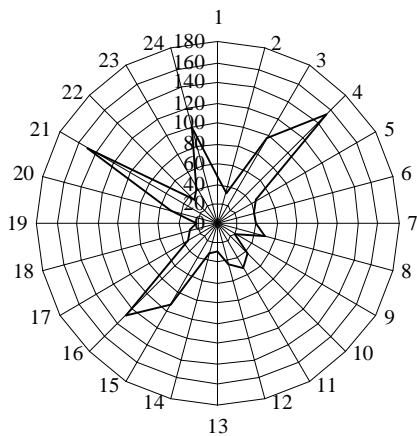


Рис. 4. Приклад перерізу колони нахиленої колонади з трьома максимальними поздовжніми тріщинами

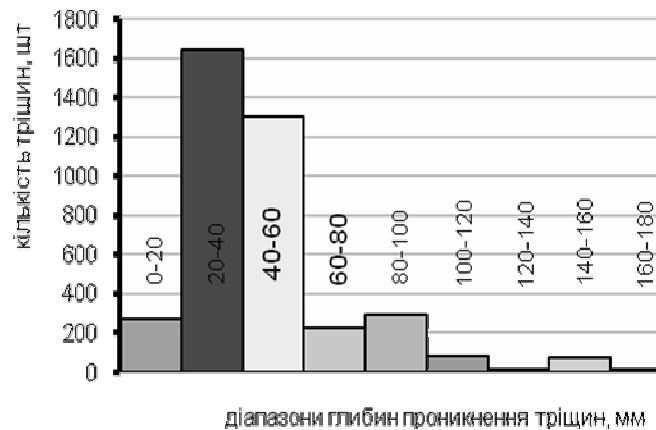


Рис. 5. Розподіл кількості поздовжніх тріщин за діапазонами глибини їх проникнення в тіло бетону колон (проектна товщина захисного шару бетону кільцевої арматури - 33 мм)

У подальших розрахунках під час визначення значень прогнозованих осідових деформацій використовувались фактичні значення міцності бетону. Крім того, в методі Бажанта – Паулі або “BaP-Model” потрібно врахувати склад бетонної суміші. Розрахунок складу бетону проводився за прикладом, поданим у [6], при цьому значення проміжних розрахункових коефіцієнтів взяті з таблиць [6].

Порівняння п'яти методів розрахунку прогнозованих усадочних деформацій. Довжину поздовжніх тріщин визначаємо з пропорції (див. рис. 6):

$$\frac{l_{mp}}{R} = \frac{e_{yc} - e_{bt}}{e_{yc}}, \quad \text{звідки} \quad l_{mp} = \frac{e_{yc} - e_{bt}}{e_{yc}} R, \quad (1)$$

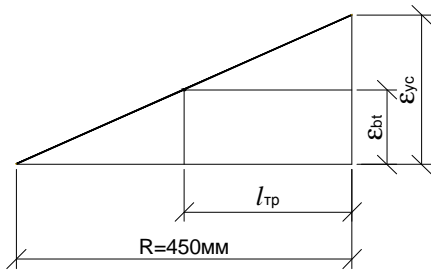


Рис. 6. Методика визначення глибин розповсюдження поздовжніх тріщин в тіло бетону елемента круглого поперечного перерізу з $R=450$ мм

де ϵ_{yc} – відносна осідова деформація, $\epsilon_{bt}=10^{-5}$ – відносна деформація бетону на розтяг, R – радіус колони.

Підставивши замість ϵ_{yc} значення прогнозованих осідових деформацій, визначені п'ятьма вищеподаними методами, отримаємо значення довжини поздовжньої тріщини для цих методів (рис.7):

1) для методу, описаного в “Model Code 1978”,

$$l_{mp}=136\text{мм},$$

2) для методу, описаного в “Model Code 1990”,

$$l_{mp}=228\text{мм},$$

3) для методу, описаного в PN-B-03264:2002, $l_{mp}=262$ мм,

4) методи Бажанта – Паулі і Уліцкокого не передбачають виникнення тріщин.

Порівняння результатів усієї сукупності отриманих дослідних даних дозволило проаналізувати розподіл кількості тріщин за глибинами їх проникнення в тіло залізобетонних колон нахиленої колонади. За результатами порівняння теоретичних досліджень з фактичними значеннями глибин поздовжніх тріщин, обрали метод, найкращий для аналізу глибин осідових тріщин в даних масивних залізобетонних елементах.

Результати порівняння подані на рис. 7.

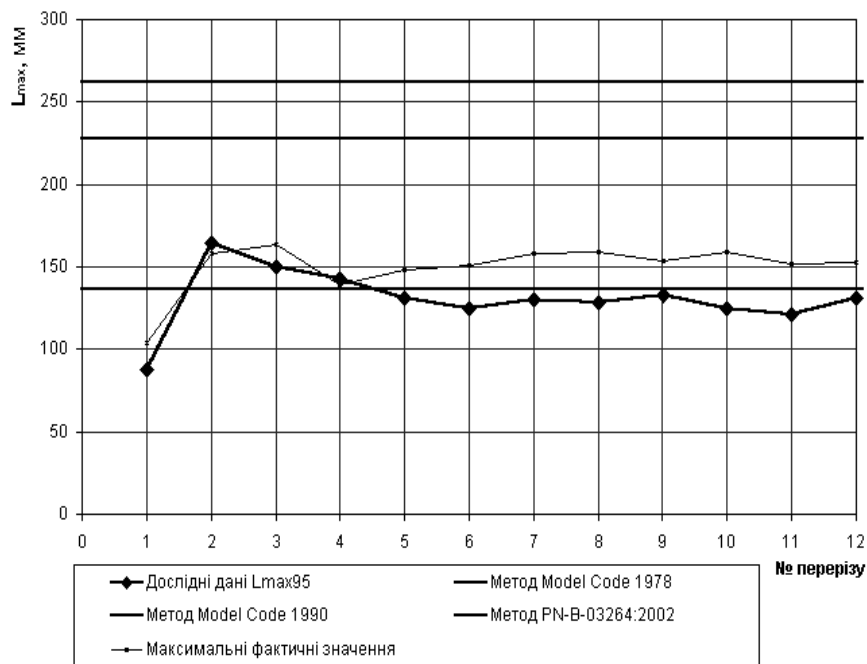


Рис. 7. Максимальні значення довжин проникнення поздовжніх тріщин в тіло 12-ти колон нахиленої колонади

Висновки. Аналіз п'яти методів розрахунку прогнозованих усадочних деформацій показав, що найкращим методом для визначення осідових деформацій масивних залізобетонних елементів круглого перерізу є метод, представлений в Model Code 1978.

Відхилення теоретичних значень максимальних глибин тріщин, отриманих методом “Model Code 1978” від фактичних, становить 6 % при врахуванні впливу на осідання бетону таких

чинників, як: відносна вологість середовища, температура, час експлуатації, міцність бетону, склад бетонної суміші та геометричні розміри поперечного перерізу елемента.

1. Лившиц Я. Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона. – К.: Вища школа, 1971. 2. Raszka H. Uogólnione metody obliczania przewidywanych odkształceń skurczowych elementów betonowych. – Warszawa: Inżynieria i Budownictwo, 1990. – Nr 8–9. 3. Raszka H. Skurcz betonu – geneza, objawy i przebieg w czasie. – Warszawa: Inżynieria i Budownictwo, 1995. – Nr 2. 4. PN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. – Polski Komitet Normalizacyjny, 2002. 5. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 6. Чехов А.П., Сергеев А.М., Дибров Г.Д. Справочник по бетонам и растворам. – К.: Будівельник, 1979.

УДК 624.21

Б.Г. Гнідець

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра мостів і будівельної механіки

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

© Гнідець Б.Г., 2008

Наведено результати досліджень з розрахунку міцності нормальних перетинів збірно-монолітних залізобетонних конструкцій різної форми.

The results of researches are resulted from the calculation of durability of the normal crossings collapsible of monolithic reinforced-concrete constructions of different form.

Вступ. Постановка питання. Згідно з прийнятим у нормах методом розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами розрахунок збірно-монолітних конструкцій за першою групою граничних станів передбачає розрахунок їх елементів за міцністю і витривалістю.

Відповідно до вимог норм розрахунок збірно-монолітних елементів за міцністю необхідно проводити для нормальних і похилих до поздовжньої осі перерізів та контактних швів між збірними елементами і монолітним бетоном, а за наявності крутних моментів проводити також розрахунок за міцністю просторових перерізів.

Розрахунок міцності нормальних перерізів. За наявності в перерізі збірно-монолітного елемента бетону і арматури різних класів їх з відповідною частиною перерізу вводять до розрахунку міцності з розрахунковими опорами, які відповідають цим класам. Розрахунок міцності нормальних перерізів виконують відповідно до п. 3.28 БНіП 2.03.01-84 [1-4].

Згинані елементи прямокутного перерізу. Розрахунок прямокутних перерізів з напружуваною і звичайною арматурою у розтягнутій і стиснутій зонах збірно-монолітного елемента виконують залежно від положення границі стиснутої зони (рис. 1):

а) якщо границя стиснутої зони знаходиться в межах бетону замонолічування, тобто $x \leq h - h_1$, то

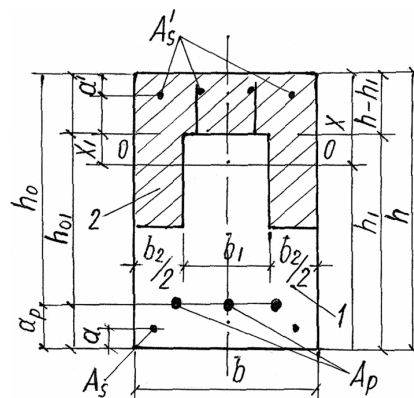


Рис. 1. Поперечний переріз збірно-монолітних залізобетонних елементів прямокутної форми