

3. Гаттас А. Ф. Трещиностойкость стержневых железобетонных элементов: дисс. канд. техн. наук.: 05.23.01 / Гаттас Ан Фуад. – Киев, 1994. – 244 с.

4. Гусев Б. В. Построение математической теории процессов коррозии бетона/ Б. В. Гусев, А. С. Файвусович // Строительные материалы. – 2008. – №3. – С. 41.

5. Маилян Р. Л. О расчете ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах / Р. Л. Маилян, А. Х. Манукян. - В сб.: Вопросы прочности и деформативности железобетона. – Ростов-на-Дону, 1973. – № 2. – С. 16-24.

6. Мигунов В. Н. Комплексный метод определения деформационных свойств железобетонных конструкций в агрессивных средах / В. Н. Мигунов // ИЛ о НТД №87-14. ЦНТИ. – Пенза, 1987. – 4с.

7. Молодченко Г. А. Исследование процесса трещинообразования в железобетоне при растяжении / Г.А. Молодченко // Строительные конструкции, вып. XIX. – Киев, Будивельник, 1972. – С. 80-84.

8. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. –М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

9. Биргер Х. Фотоупругость / Х. Биргер // Сб. "Экспериментальная механика": [под ред. А. Кобаяси]. – Кн.1. – М.: Мир, 1990. – с. 195-327.

10. Выровой В. Н. Композиционные строительные материалы и конструкции: Структура, самоорганизация, свойства / В. Н. Выровой., В. С. Дорофеев, В. Г. Суханов; под ред. В. Н. Вырового. – Одесса: 2010. – с. 69-72.

УДК 624.012

ТРЕЩИНОСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗІ СТИСНЕНИМ КРУЧЕННЯМ ЇХНІХ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК

Димитров Г.І.

Науковий керівник – д.т.н., проф. Карпюк В.М.

Опір залізобетонних елементів сумісній дії повздовжніх та поперечних сил, згинальних і крутних моментів є однією з найбільш важливих і не до кінця вивченою проблемою як у теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні. У зв'язку з цим виконання систематизованих експериментально – теоретичних досліджень з метою вдосконалення існуючих і розробки сучасних розрахункових

моделей, зокрема, припорних ділянок залізобетонних елементів, являється важливим завданням.

Огляд літературних джерел показав, що вивченню несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних конструкцій присвячені численні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників. В той же час несуча здатність їхніх похилих перерізів залишається ще недостатньо вивченою. Разом з тим, руйнування залізобетонних конструкцій за похилими плоскими чи просторовими перерізами є дуже небезпечним, а тому – і вкрай небажаним, що підкреслює **актуальність** даної роботи.

Мета виконаних за участю автора експериментально – теоретичних досліджень, описаних у цьому розділі, полягає у встановленні впливу окрім тривіальних, але недостатньо вивчених конструктивних чинників ще й нерозрізності, попереднього напруження, позацентрового розтягу, стиску, вільного і стисненого кручення на міцність, жорсткість та деформативність дослідних прогінних залізобетонних елементів, зокрема, їхніх припорних ділянок. Задачами цих досліджень є кількісна, та якісна оцінка впливу факторів зовнішнього впливу і конструктивних чинників на несучу здатність залізобетонних стержневих елементів з урахуванням їхнього складного напружено – деформованого стану, вивчення достовірних критеріїв та можливих форм руйнування з метою вдосконалення існуючих інженерних методів розрахунку.

Аналіз результатів виконаних експериментальних досліджень показав **доцільність використання методики**, що базується на теорії планування експерименту і яка дозволила оцінити залежність деформативності, тріщиностійкості та міцності дослідних зразків – балок не тільки від кожного конструктивного чинника і фактора зовнішнього впливу, зокрема (що можна знайти у наукових працях інших авторів), а й у їхній взаємодії, що частіше спостерігається на практиці.

Моделювання складного напружено – деформованого стану при стисненому крученні, позацентровому стиску та розтягу, попередньому напруженні звичайних одно – та двопрогінних залізобетонних балок, за апробованою методикою показало добру їх збіжність з даними експерименту, включаючи руйнівне навантаження [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8]. Це дало змогу додатково до натурних виконати ще й числові експерименти з однопрогінними балками з вільним їх крученням, позацентровими розтягом і стиском поздовжньою силою різної величини.

Згідно з законом розподілу дотичних напружень при прикладенні

на першому етапі тільки крутного моменту спочатку на одній із бокових, а потім на верхній та нижній гранях дослідних елементів з'являються спіралеподібні тріщини, що розвиваються і поглиблюються з ростом крутного моменту. Відносна величина крутного моменту $T_{\alpha, \text{tor}}^{\text{II}} / (f_{\text{ctk}} b h_0)$, при якому pojawiaються перші спіралеподібні тріщини, може бути охарактеризована за допомогою лінійної математичної моделі

$$\hat{Y} \left[T_{\alpha, \text{tor}}^{\text{II}} / (f_{\text{ctk}} b h_0) \right] = (4,2 - 0,6 x_{1,a}) 10^{-2}, M, \quad \mathcal{R} = 5,6\%, (1)$$

з якої видно, що зі збільшення величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, значення крутного моменту, що визиває появу спіралеподібних тріщин, зменшиться на 29%. Вплив інших конструктивних чинників на цю величину статистично є малозначними.

Згодом, після фіксації крутного моменту на заданому планом експерименту рівні та прикладення поперечного навантаження у дослідних зразках – балках II серії в зоні «чистого» згину стали появлятися перші нормальні тріщини:

$$\hat{Y} \left[M_{\alpha, \perp, F}^{\text{II}} / (f_{\text{ctk}} b h_0) \right] = (4,6 + 1,1 x_{4,s}) 10^{-2}, M, \quad \mathcal{R} = 6,4\%. (2)$$

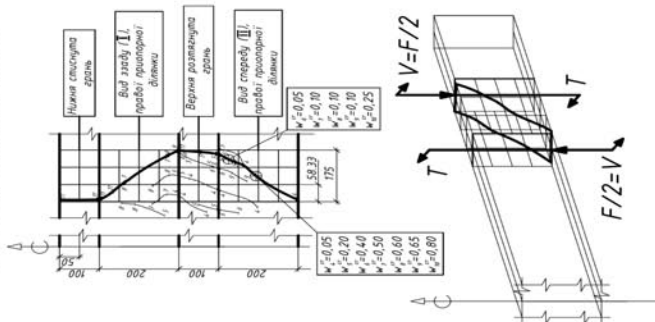
Із математичної моделі (3.18) видно, що на величину відносного згинального моменту $M_{\alpha, \perp, F}^{\text{II}} / (f_{\text{ctk}} b h_0)$ суттєвий вплив має тільки кількість поздовжньої робочої арматури. Так, зі збільшенням коефіцієнту поздовжнього армування f_f від 0,0129 до 0,0230 вказаний момент лінійно збільшується на 48%.

Зі збільшенням поперечного навантаження появляються нові похилі тріщини у напрямку від опори до місця прикладення зосередженої сили. Математична модель відносної поперечної сили, яка викликає появу нових похилих тріщин, має вид:

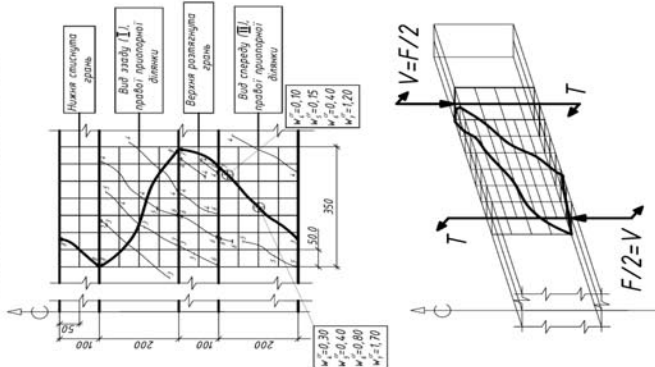
$$\hat{Y} \left[V_{\alpha, \perp}^{\text{II}} / (f_{\text{ctk}} b h_0) \right] = 0,33 - 0,008 x_{1,a} - 0,012 x_{6,T} + 0,008 x_{3,sw} + (3) \\ + 0,004 x_{3,s} - 0,026 x_{6,T} x_{3,s} + 0,020 x_{3,sw} x_{4,s}, \mathcal{R} = 6,7\%,$$

з якої видно, що внаслідок ослаблення бетону дією крутного моменту приведена поперечна сила, при якій появляються нові похилі тріщини на припорних ділянках дослідних елементів, є меншою від аналогічної поперечної сили для звичайних однопрогінних балок (серія I) в 2,42 рази, а для двопрогінних нерозрізних балок (серія V) – в 3,1 рази.

а) Дослідна з/б балка №12 Б.
Права приопорна ділянка.



б) Дослідна з/б балка №25 Б.
Права приопорна ділянка.



в) Дослідна з/б балка №11 Б.
Ліва приопорна ділянка.

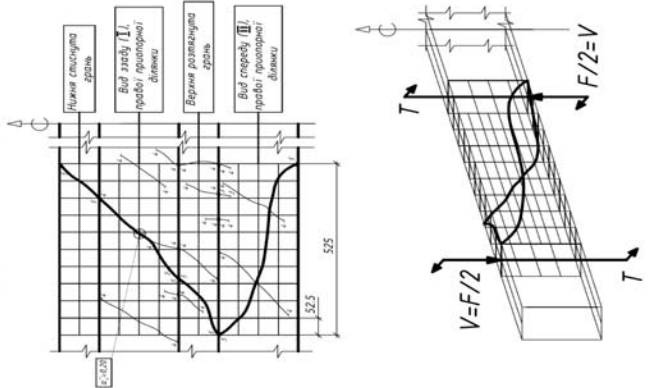


Рис.1 Характерні схеми тріщиноутворення та руйнування дослідних балок з малим (а), середнім (б) і великим (в) нормальні тріщини: прольотами зрізу при стисненому крученні їх при опорних ділянках (серія II)

Аналіз математичної моделі показує, що приведена поперечна сила, при якій з'являються нові похилі тріщини на приопорних ділянках балок, що працюють в умовах плоского поперечного згину зі стисненим крученням, збільшується по відношенню до середнього значення 0,33 при:

- зменшенні відносного прогону зрізу a/h_0 від 3 до 1 на 5%;
- зменшенні рівня крутного моменту від 0,6 до 0,3 T_u на 7%;
- збільшенні коефіцієнта поперечного армування ρ_w від 0,0016 до 0,0044 на 5%;
- збільшенні кількості поздовжньої монтажної арматури ρ'_f від 0,006 до 0,013 на 3%;
- одночасному зменшенні крутного моменту і збільшенні кількості поздовжньої монтажної арматури (до 8%);
- одночасному збільшенні кількості поперечної та поздовжньої робочої арматури (до 6%).

Підсумовуючи викладене вище, слід зазначити, що такі фактори зовнішнього впливу, як поздовжня розтягуюча сила та крутний момент, по – перше, спроможні самі по собі визвати утворення тріщин, відповідно, нормальних та просторових спіралеподібних, а по – друге, їх наявність суттєво знижує тріщиностійкість нормальних та похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів від дії зовнішнього поперечного навантаження у порівнянні зі звичайними одно – та двопрогінними нерозрізними балками, відповідно, в середньому в 4,7 та до 2,3 разів. Наявність поздовжньої стискаючої сили N на рівні 0,4 N_{cu} та попереднього напруження робочої арматури на рівні 0,3 N_{cu} дозволяє, навпаки, підвищити тріщиностійкість нормальних та похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів у порівнянні зі звичайними одно – та двопрогінними балками, відповідно, в середньому, на 80...20% та 100...20% при середніх значеннях інших дослідних факторів.

При наявності чи можливості появи зовнішніх поздовжніх сил місця їх прикладення з точки зору підвищення тріщиностійкості слід обирати (проекувати) так, щоби вони завдяки відповідному ексцентриситету утворювали момент, протилежний за знаком тому, який з'явився чи діє від основного поперечного навантаження.

Значення крутних моментів, при яких появляються перші спіралеподібні тріщини, в середньому, в 4,2 рази є меншими від згинальних моментів, при яких появляються перші нормальні тріщини в дослідних зразках – балках аналогічної конструкції. При цьому,

наявність крутного моменту середньої величини ($0,45T_0$) знижує тріщиностійкість нормальних перерізів звичайних однопрогінних балок в 3,8 разів при середніх значеннях інших дослідних факторів.

Висновки

Аналізуючи вплив конструктивних чинників на появу тих чи інших тріщин у дослідних прогінних елементах, слід зазначити, що:

- зі зменшенням відносного прогону зрізу a/h_0 від 3 до 1 тріщиностійкість нормальних перерізів збільшується до 120% тільки у позацентрово стиснутих балках (серія III-B), похилих перерізів плосконапружених елементів (серії I, III-A, Б, В, Г, IV, V) – зростає від 18% (нерозрізні балки) до 61% (позацентрово стиснуті балки), а просторових похилих перерізів збільшується на 29% від дії T і 5% - M_F ;
- зі збільшенням класу бетону від C12/15 до C30/35 тріщиностійкість нормальних і похилих перерізів звичайних однопрогінних (серія I) і нерозрізних (серія V) балок підвищувалася до 45...48%;
- зміна кількості поперечного армування ρ_w від 0,0016 до 0,0044 мало впливає (до 6%) на тріщиностійкість нормальних і похилих перерізів;
- зі збільшенням коефіцієнта поздовжнього робочого армування ρ_f від 0,013 до 0,023 тріщиностійкість нормальних і похилих перерізів у дослідних серіях збільшувала всього на 6...21%;
- збільшення кількості монтажної поздовжньої арматури від 0,006 до 0,013 може призвести тільки до збільшення тріщиностійкості похилих плоских (серія III-B) та просторових (серія II) перерізів, відповідно, до 12 і 5%.

Література

1. Виршилас В. И. Статистический анализ прочности балок в наклонных сечениях / В. И. Виршилас, А. Л. Шнюкшта, А. П. Кудзис // Перспективы развития бетона и железобетона: мат-лы к VII Всесоюз. конф. (Вильнюс, 1972). – Вильнюс : Изд-во Вильнюсского ИСИ, 1972. – С. 45–48.

2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01–84*. Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

3. Зорич А. С. Несущая способность железобетонных балок при действии поперечной силы и изгибающего момента / А. С. Зорич // Строительные конструкции. – Вып. 4. – Киев: Будівельник, 1966. – С. 14–31.

4. Зорич А. С. О расчете прочности наклонных сечений изгибаемых жаростойких элементов в условиях высоких температур / А. С. Зорич // Бетон и железобетон. – 1972. – №2. – С. 11–13.

5. Зорич А. С. Несущая способность по наклонным сечениям железобетонных балок из высокопрочных бетонов / А. С. Зорич // Строительные конструкции. – Вып. XX. – Киев : Будівельник, 1972. – С. 47–55.

6. Митрофанов В. П. Прочность при поперечном изгибе железобетонных элементов с полным использованием сопротивления поперечной и продольной арматуры. / В. П. Митрофанов, П. П. Воскобойник : Тез. респ. научно–техн. конф. [Актуальные проблемы водно–хозяйственного строительства] (Ровно, сентябрь 1980г.) – Ровно, 1980. – С. 30–31.

7. Митрофанов В. П. Напряженно–деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе : автореферат дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В. П. Митрофанов. – М., 1981. – 21 с.

8. Гвоздев А. А. Силы зацепления в наклонных трещинах / А. А. Гвоздев, А. С. Залесов, И. А. Титов // Бетон и железобетон. – 1975. – №7. – С. 41–45.

УДК 725

ПАССАЖ. ВНУТРЕННИЕ ПОМЕЩЕНИЯ

Дойчев И.Г., гр. ПГС-350.

Научный руководитель – к.т.н., доц. Бекирова М.М.



Интерьеры здания декорированы более сдержанно, чем фасады.

Вестибюль гостиницы отделан в ключе позднего модерна и лишён пышной лепнины. Его объём разделён на две неравные части посредством массивной балки, поддерживаемой двумя квадратными колоннами и двумя пилястрами у стен.

Капители колонн имеют по каждой из сторон трапециевидную форму с вогнутыми боковыми краями.