

межах 7 - 8 кН. Розкриття другого згину починається при навантаженні в межах 8 – 9 кН, в проміжку 9 – 15 кН спостерігається поворот з'єднання з горизонтальної площини у вертикальну. Руйнування фальцевого замка відбувається при навантаженні в межах 19-21 кН. Після досягнення максимального навантаження, відбувається його поступове падіння.

Аналіз результатів експериментальних досліджень показав, що при навантаженнях на зразок в межах  $P = 0 - 3$  кН конструкція працювала пружно, оскільки при розвантаженні до рівня  $P = 1,5$  кН ніяких залишкових деформацій не фіксувалось.

Після руйнування з'єднання на металі спостерігалися зони стоншення металу в місцях згину фальця та тріщини від руйнування згинів.

В результаті експериментального дослідження були зроблені такі висновки:

1. Виявлено характер роботи фальцевого замка і прилеглих ділянок оболонки спірально-навивного силосу при дії розтягуючих навантажень.

2. Зафіксовано згин прилеглої оболонки при розкритті фальцевого замка.

3. Відзначено етапи навантаження, при яких фальцеве з'єднання працювало пружно.

4. Виявлений характер роботи фальця до руйнування в основному відповідає позаграничному стану оболонки спірально-фальцевого силосу і підтверджує його надійність при дії можливих підвищених аварійних навантажень.

## **ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ ЗА ДІЇ ПОВТОРНОГО НАВАНТАЖЕННЯ**

**Сьоміна Ю.А., к.т.н.**

*(Одеська державна академія будівництва та архітектури)*

Основною відмінністю циклічних навантажень від статичних короткочасних є виникнення залишкових деформацій та їхнє подальше накопичення від циклу до циклу. На певних циклах навантаження у межах експлуатаційних рівнів деформації бетону та арматури в згинальних елементах стабілізуються та набувають незначного приросту до початку стадії руйнування. Однак, наприклад, у випадках роботи залізобетонних балок за межами експлуатаційних рівнів

розвиток основних характеристик деформативності вказаних елементів може бути не таким прогнозованим. У зв'язку з цим, накопичення результатів експериментальних даних та їх аналіз є доцільним та корисним науковим завданням.

Згідно з прийнятою методологією натурний експеримент виконувався за чотирьохфакторним трирівневим планом Бокса В4. Варіювання факторів здійснювали за даними літературного огляду, який показав, що найбільш впливовим фактором  $X_1$  є величина відносного прольоту зрізу  $a/h_0$ , яка змінювалась на трьох рівнях:  $a = h_0$ ,  $2h_0$  і  $3h_0$ . Другим за величиною впливу, як правило, є такий конструктивний чинник як клас важкого бетону:  $X_2 \rightarrow C16/20, C30/35, C40/50$ , а третім – кількість поперечного армування на припорних ділянках:  $X_3 \rightarrow \rho_{sw} = 0,0016; 0,0029; 0,0044$ . У якості четвертого прийнятий фактор зовнішньої дії  $X_4$  – рівень знакопостійного навантаження:  $\eta = 0 \dots 0,50; 0 \dots 0,65; 0 \dots 0,85$  від фактичної несучої здатності.

Випробування дослідних зразків здійснювали за схемою однопрогінної вільно обертої балки, почергово завантаженої двома зосередженими силами. Перед основним експериментом спочатку почергово випробували 25 дослідних балок 1-ї серії на дію короткочасного ступеневого навантаження, практично, до руйнівного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищувала допустимі значення. Надалі випробували аналогічні дослідні балки 3-ї серії на дію знакопостійного небагатоповторного поперечного навантаження у межах трьох дослідних рівнів. Кількість циклів знакопостійного навантаження складала 10.

Встановлено, що значення відносних деформацій матеріалів після дії кожного циклу повторного навантаження на певному рівні суттєво зростають, накопичуються залишкові деформації аж до їх стабілізації, яка, як правило, настає після 4...8 циклів і складає 60...80% від загальних залишкових деформацій бетону стиснутої зони. На другий і третій цикли навантаження, зазвичай, припадає ще 15...25%, а на 4...8 цикли – всього 5...10% цих деформацій. При цьому, дія малоциклових навантажень суттєво впливає на напружено-деформований стан дослідних балок. Зокрема, епюра напружень стиснутої зони поступово змінюється внаслідок ущільнення бетону, відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між стиснутим бетоном і розтягнутою арматурою, в якій змінюються відповідні деформації. Представлені дані узгоджуються з результатами досліджень П. Гомона, О. Корнійчука.

В деяких дослідних зразках з великими прольотами зрізу при високих рівнях повторного навантаження ( $\eta = 0,8$ ) стабілізація

залишкових деформацій бетону чи арматури, а інколи і бетону, і арматури, не наставала і їхнє руйнування, як неперearмованих елементів, відбувалося за нормальними перерізами внаслідок текучості поздовжньої робочої арматури або і текучості арматури, і змінання бетону стиснутої зони. Аналогічно стиснутому бетону при повторному навантаженні відбувалося деформування поздовжньої розтягнутої робочої арматури. Досліди показали, що залишкові деформації в ній при розвантаженні балок до нуля на перших циклах досягають значень  $(20...50) \cdot 10^{-5}$  і стабілізуються до 4...8 циклів.

Залишкові деформації у поперечній арматурі становили 25...60% від загальних. Найбільший їхній приріст спостерігався на першому циклі ( $\approx 20...50\%$ ) та при довантаженні на останньому циклі. За рахунок зменшення пластичних деформацій процес накопичення залишкових деформацій у матеріалах припорних ділянок при сталому рівні малоциклового поперечного навантаження поступово затухає. До 4...8 циклу такого навантаження в поперечній арматурі, як правило, відбувається стабілізація деформацій.

Обробка дослідних даних про відносні деформації робочої арматури в зоні чистого згину балок після їх стабілізації на відповідному рівні малоциклового навантаження, а також перед їхнім руйнуванням при  $\eta=0,95F_u$  за вказаною методикою дозволила отримати наступні математичні моделі:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{\eta F_u}) = \left( \begin{array}{l} 195 + 48X_1 + 10X_2 + 9X_3 + 32X_4 - 25X_1^2 - 9X_2^2 - \\ - 5X_3^2 - 15X_4^2 + 15X_1X_3 + 10X_1X_4 \quad v = 5,3\%, \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (1)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{0,95F_u}) = \left( \begin{array}{l} 239 + 77X_1 + 24X_2 + 33X_3 + 20X_4 - 13X_1^2 - \\ - 4X_2^2 - 3X_4^2 + 10X_1X_3 \quad v = 7,1\%, \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (2)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{\eta F_u}) = \left( \begin{array}{l} 210 + 52X_1 + 16X_2 + 10X_3 + 34X_4 - 26X_1^2 - 10X_2^2 - 5X_3^2 - \\ - 16X_4^2 + 16X_1X_3 + 10X_1X_4 \quad v = 5,1\%, \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (3)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{0,95F_u}) = \left( \begin{array}{l} 258 + 84X_1 + 34X_2 + 35X_3 + 21X_4 - 13X_1^2 - \\ - 3X_2^2 - 3X_4^2 + 10X_1X_3 \quad v = 5,3\%. \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (4)$$

Аналіз математичних моделей (1)...(4) показує, що середні значення відносних деформацій розтягнутої арматури посередині балок після їх стабілізації при малоциклових знакопостійних навантаженнях збільшуються. При цьому, вплив дослідних факторів на зазначений параметр у дослідних серіях є суттєвим і однотипним. Так, відносні деформації розтягнутої арматури зразків-балок 1 серії при заданих планом рівнях навантаження та перед руйнуванням

збільшуються відносно середніх значень зі збільшенням: відносного прольоту зрізу  $a/h_0$  від 1 до 3 на 49% та 64%; класу бетону від C16/20 до C40/50 на 10% та 20%; кількості поперечної арматури  $\rho_{sw}$  від 0,0016 до 0,0044 на 9 і 28%; рівня поперечного навантаження  $\eta$  від 0,5 до 0,8 на 33 і 17%,

а 3 серії, відповідно, зі збільшенням: відносного прольоту зрізу  $a/h_0$  від 1 до 3 на 50% та 65%; класу бетону від C16/20 до C40/50 на 15% та 26%; кількості поперечної арматури  $\rho_{sw}$  від 0,0016 до 0,0044 на 10 і 27%; рівня поперечного навантаження  $\eta$  від 0,5 до 0,8 на 32 і 16%; при одночасному збільшенні прольоту зрізу і кількості поперечної арматури у зазначених межах на 4...5%.

Характерною є також наявність від'ємних знаків при квадратичних ефектах зазначених факторів, що свідчить про те, що з їхнім збільшенням за вказаними межами подальше збільшення деформацій розтягу носитиме затухаючий характер.

#### **Висновки:**

1. При аналізі математичних моделей відносних деформацій розтягнутої арматури посередині прольоту дослідних елементів встановлено, що при збільшенні відносного прольоту зрізу збільшується вплив згинального моменту і вони зростають на 51% та 52% відповідно до серій. Збільшення значень інших дослідних факторів призводить до зростання деформацій розтягнутої арматури до 24% в обох серіях.

2. В цілому, вплив малоциклового знакопостійного навантаження на деформативність залізобетонних зразків-балок суттєво відрізняється від впливу одноразового ступенево зростаючого статичного навантаження. А саме, вказаний вид навантаження збільшує величину відносних деформацій розтягнутої арматури на 8%.

### **ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОВЗУЧОСТІ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ** **Шехоркіна С.Є., д.т.н., доцент**

*(Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»)*

Для виявлення та аналізу впливу повзучості бетону та деревини на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель було прийнято варіант рамної каркасної