УДК 624.012.25:539.431

РОЗРАХУНОК ДВОШАРНІРНОЇ АРКИ ЗА СНиП 2.03.01-84* ТА ЗА ДБН В.2.6-98:2009 І ПОРІВНЯННЯ З ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМИ ДАНИМИ

РАСЧЕТ ДВОШАРНИРНОЙ АРКИ ЗА СНиП 2.03.01-84* И ЗА ДБН В.2.6-98:2009 И СРАВНЕНИЕ С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ ДАННЫМИ

CALCULATION OF ARCH AFTER SNIP OF 2.03.01-84* AND FOR DBN V.2.6-98:2009 AND COMPARING TO EXPERIMENTAL INFORMATION

Кислюк Д.Я. асистент (Луцький національний технічний університет м. Луцьк)

Кислюк Д.Я. ассистент (Луцкий национальный технический университет г. Луцк)

Kyslyuk D.Ya. assistant (Lutsk National Technical University)

Наведені результати порівняльних розрахунків двошарнірної залізобетонної арки за СНиП 2.03.01-84*, ДБН В.2.6-98 та експериментальних даних. Встановлено, доцільність встановлювати граничні умови при проектуванні двохшарнірних залізобетонних арок, виходячи з деформаційної моделі поперечних перерізів.

Приведены результаты сравнительных расчетов двошарнирной железобетонной арки за СНиП 2.03.01-84*, ДБН В.2.6-98 и экспериментальных данных. Установлено, целесообразность устанавливать предельные условия при проектировании двухшарнирных железобетонных арок, исходя из деформационной модели поперечных перерезов

The results of comparative calculations of reinforced-concrete arch are resulted after Snip of 2.03.01-84*, DBN V.2.6-98 and experimental information. It is set, to set expedience maximum terms at planning of twojoint reinforced-concrete archs, coming from the deformation model of transversal cuts.

Ключові слова:
Залізобетон, арка, розрахунок.
Железобетон, арка, расчет.
Reinforced-concrete , arch, calculations.

Залізобетонні арки широко використовуються в будівництві різноманітних будівель і споруд. Особливе місце займають двошарнірні залізобетонні арки з затяжками, оскільки в них найбільш раціонально використовуються в роботі її складові матеріали – бетон і арматура. Такі арки використовуються в конструкціях покриття промислових та громадських будівель, мостових конструкціях, просторових покриттях споруд (діафрагми оболонок). При цьому істотне значення має також архітектурна привабливість аркових покриттів.

З метою встановлення впливу повторних навантажень на напружено-деформований стан перерізів двошарнірних арок та зміну їх прогинів і ширини розкриття тріщин було випробувано три залізобетонні двохшарнірні арки, які мали загальну довжину 2160 мм зі стрілою підйому 40 см та поперечний переріз 100×140 мм (рис.1)[1].

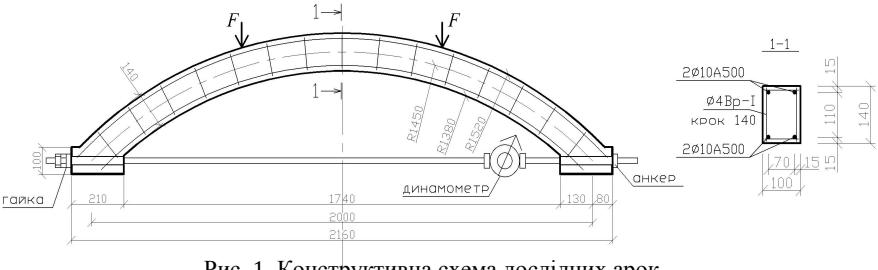

Рис. 1. Конструктивна схема дослідних арок.

Робота арок вивчається в гідравлічному пресі, обладнаному спеціальними траверсами (рис. 2). Арки випробовувалися як вільно оперті з розрахунковим прольотом *l*=200 см. Навантаження прикладалося у вигляді зосереджених сил на відстані 40 см від осі симетрії арки через траверсу гідравлічним пресом (рис. 2.).

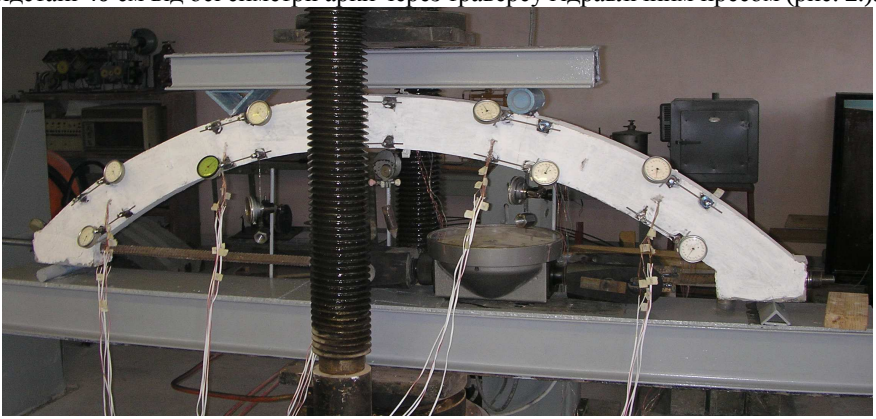

Рис. 2. Загальний вигляд випробовування арок

Результати експериментальних досліджень. Арка 1А-1 випробовувалась одноразовим монотонним навантаженням до руйнування, яке відбулося внаслідок роздроблення бетону на ділянці прикладання навантаження, рівного склала F_u = 126,0 кН. Арки 1А-2 і 1А-3 піддавали десятикратному навантаженню, яке дорівнювало F_{cyc} = 70 кН (приблизно 60% від руйнівного), і на одинадцятому циклі довантажувалися до руйнування. Для арки 1А-2 руйнівне навантаження склало F_u = 106,0 кН, а для арки 1А-3 – F_u = 124,5 кН. Арки руйнувалися в зоні дії максимального згинального моменту внаслідок роздроблення та зрізу стиснутого бетону [1, 2].

Експериментальна арка витримала середнє навантаження F_u = 118,8 кН.

Розрахунок міцності нормальних перерізів позацентрово стиснутих залізобетонних елементів згідно з СНиП 2.03.01-84* здійснюється з дотриманням низки передумов. Враховуючи, що бетону притаманні явно виражені непружні властивості, в розрахунках епюру напружень в бетоні стиснутої зони прийнято прямокутною, а величина напружень приймається рівною розрахунковому опору бетону осьовому стиску R_b (f_{cd}). В розтягнутій арматурі, в розрахунки вводиться напруження R_s (f_{yd}), яке відповідає фізичній або умовній межі текучості [5].

Розрахунок прямокутних перерізів позацентрово стиснутих елементів, слід виконувати за формулою:

$$Ne \le R_b bx\left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_{sc}A_s^{'}\left(h_0 - a'\right), \quad (1)$$

$$N + R_s A_s - R_{sc}A_s^{'} = R_b bx; \quad (2)$$

Визначаємо критичну силу в перерізі, заармованому прийнятою арматурою[6]. N_u = 146,2 кН

На сучасному етапі розробки нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій приймається деформаційна модель перерізів, в основу якої покладені такі положення [3, 4]:

- рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі;
- умови деформування у вигляді лінійного розподілення деформацій по висоті перерізу;
- повні діаграми деформування бетону й арматури, які встановлюють зв’язок між напруженнями й деформаціями аж до руйнування матеріалів.

Діаграму деформування бетону згідно з ДБН В.2.6-98 описують залежністю:

$$\sigma_c = f_{(cd)}\sum_{k=1}^{5} a_k \gamma^k, \quad (3)$$

де $\gamma = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$;

Визначення несучої здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил, достатньо виконати

інтегрування і підставити границі інтегрування, після чого одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь із невідомими – $\varepsilon_{c(1)}$ і $\aleph$ (або $\varepsilon_{c(2)}$).

Відповідно до прийнятих передумов напружено-деформований стан прямокутного перерізу при позацентровому стиску і згині наведений на рис. 3. При цьому можуть виникнути дві форми рівноваги перерізу:

перша - весь переріз стиснутий;

друга - в перерізі є зона розтягу.

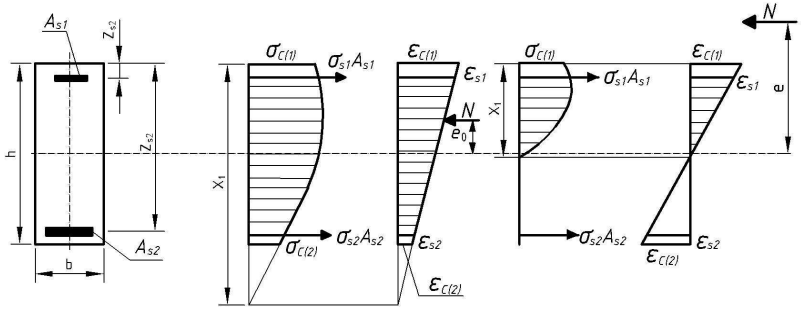

Рис. 3. Напружено-деформований стан прямокутного перерізу

Для першої форми рівноваги рівняння набувають вигляду:

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}-\varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}}\right)+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}-N=0 \qquad (4)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}-\varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}}\right)+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}(x_1-z_{si})-M=0 \qquad (5)$$

Для другої форми рівноваги рівняння в розгорнутому вигляді записуються

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\gamma^{k+1}+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}-N=0 \qquad (6)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\gamma^{k+2}+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}(x_1-z_{si})-M=0 \qquad (7)$$

де $\aleph=\frac{1}{r}=\frac{(\varepsilon_{c(1)}-\varepsilon_{c(2)})}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

σ_{si}, A_{si} – напруження та площа розтягнутої та стиснутої арматури.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу, що обумовлює втрату рівноваги між зовнішніми і внутрішніми зусиллями, розрахунковий граничний момент можна визначити як максимальний на діаграмі “момент – кривизна”.

В рівняннях рівноваги (4) – (7) при заданому значенні деформації в бетоні ε_c невідомою є висота стиснутої зони бетону x. Практично задача знаходження невідомого вирішується методом наближень з заданою

точністю m. Наприклад, точність визначення висоти стиснутої зони бетону можна прийняти 2 або 5%.

Визначати напружено-деформований стан нормального перерізу можна в наведеній нижче послідовності:

1. Приймаємо вихідні дані: $f_{cm}; E_s; \varepsilon_{c1}; a_k; A_{s1}; A_{s2}; b; h; \varepsilon_{cu}; M; N$.
2. Визначаємо початковий ексцентриситет $e_0 = M / N$.
3. Знаходимо значення e_{0h}.

$$e_{0h} = \frac{1}{N_h}\left[f_{cm} b h^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}\right)^k + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h}(h-a)^2 + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} a^2 \right] \qquad (8)$$

де: N_h – поздовжня сила, яку сприймає переріз при $x = h$;

4. За умови $(e_{0h} - 0{,}5\,h) \le e_0$ будемо мати перший випадок, а за умови $(e_{0h} - 0{,}5\,h) > e_0$ – другий.
5. На першому кроці наближення при значенні $\varepsilon_{c(1)} = 0{,}1\varepsilon_{cu}$ підбираємо $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon^o_{c(2)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}$, прийнявши $\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0{,}01\varepsilon_{cu}$, покрокове збільшення деформації виконується доти, доки рівняння (5 або 7) не змінило знак. Результат останнього розрахунку буде першою точкою на діаграмі стану перерізу.
6. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто:

$$\varepsilon^n_{c(1)} = \varepsilon^{n-1}_{c(1)} + 0{,}1\varepsilon_{cu}.$$

7. Момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії обчислимо за формулами:

висота стиснутої зони – $x_1 = \dfrac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}$, (9)

відносна кривизна – $\overline{\aleph} = \aleph / \varepsilon_{c1}$, (10)

деформації арматури – $\varepsilon_{si} = \aleph(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}$, (11)

$$N_{x(1)} e_x = f_{cm} b x^2_{1(1)} \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}\right)^k + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{1(1)}}\left(x_{1(1)} - a\right)^2 + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{1(1)}}\left(x_{1(1)} - h_0\right)^2; \qquad (12)$$

8. За кінцевими значеннями моментів внутрішніх сил знаходимо теоретичну поздовжню силу, яка відповідає заданим крайовим деформаціям бетону ε_{c1}, за формулою

$$N_{th} = \frac{N_{x(n)} e_x}{(x_{1(n)} - 0{,}5h + e_0)}. \qquad (13)$$

Величина N_{th}, яка відповідає максимуму на діаграмі стану перерізу або величині при досягненні деформаціями стиснутої грані своїх граничних деформацій ε_{cu}, і буде величиною несучої здатності залізобетонного перерізу.

Після знаходження поздовжньої сили N_{th} можна знайти її момент відносно центра ваги перерізу $M_N = N_{th}e_0$.

При різних випадках напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів прямокутного перерізу міняється напрям пошуку рішення. Для першого випадку приймають $\Delta\varepsilon_{c(2)} = -0{,}01\varepsilon_{cu}$.

Визначимо несучу здатність і напружено-деформований стан дослідних арок з використанням деформаційної моделі.

Як показує аналіз отриманих теоретичних значень поздовжньої сили з використанням формул (8 – 13) в перерізі виникає гранична поздовжня сила: N = 162,1 кН, що на 9,8% більше, ніж при розрахунку за СНиП 2.03.01-84*

Критична сила в експериментальних зразках склала N = 193,8 кН, при F_u = 118,8 кН, а згинальному моменту M = 13,66 кНм.

За СНиП 2.03.01-84* N = 146,2 кН, що на 24 % менше від експериментального значення, а за ДБН В.2.6-98:2009 N = 162,1 кН – на 16 % меньше від експериментального значення поздовжньої сили.

Розрахунки за деформаційною моделлю більш точно описують роботу двохшарнірних арок, що підтверджено експериментальними даними.

Висновки. Експериментальні дослідження підтвердили доцільність встановлювати граничні умови при проектуванні двохшарнірних залізобетонних арок, виходячи з деформаційної моделі поперечних перерізів.

Обґрунтовані нові граничні умови перерозподілу зусиль в двохшарнірних залізобетонних арках на основі прийнятої деформаційної моделі поперечних перерізів та з урахуванням повних діаграм деформування матеріалів. Запропоновані деформаційні граничні умови підтверджені експериментальними даними.

1. Бабич Є.М., Кислюк Д.Я „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при короткочасному повторному навантаженні”. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць Випуск 16 - Рівне : НУВГП, 2008р. **2**. Кислюк Д.Я. „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторному навантажені з попереднім напруженням затяжки”. Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник Випуск №33 – Київ: КНУБА, 2009. – С. 186-194. **3.** ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. **4.** ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення **5.** СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции // Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.-80 с. **6.** Барашиков А. Я. та ін. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа. 1995. – 591 стор. **7.** Заречанський О. О. Особливості роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях : Дис... канд. наук: 05.23.01 - 2008.