УДК 624.012.25:539.431

ПОРІВНЯННЯ ДІЙСНОЇ РОБОТИ ДВОХШАРНІРНИХ З/Б АРОК З ТЕОРЕТИЧНИМИ ЗНАЧЕННЯМИ ТА НЕЛІНІЙНИМ РОЗРАХУНКОМ В ПК ЛІРА 9.0

COMPARISON OF ACTUAL WORK OF TWO-HINGED REINFORCED CONCRETE ARCHES WITH THEORETICAL VALUES AND NONLINEAR CALCULATIONS IN THE LIRA 9.0

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

Кислюк Д.Я. (Луцкий национальный технический університет, г.Луцк)

Kysliuk D.Ya. (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведені результати експериментальних досліджень дійсної роботи залізобетонних арок, як при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування, так і при дії повторних навантажень та порівняно їх з результатами розрахунку.

Приведены результаты экспериментальных исследований действительной работы железобетонных арок, как при одноразовой монотонной нагрузке до разрушения, так и при действии повторних загрузок, выполнено сравнение их с результатами расчета.

В процесі експлуатації арки в складі перекриттів у промислових і цивільних будівлях, а також у спорудах, можуть піддаватись малоцикловим (повторним) навантаженням, а інколи і перевантаженням, які можуть суттєво вплинути на напружено-деформований стан перерізів арки і затяжки. В двошарнірних арках може відбуватися перерозподіл зусиль у верхньому поясі і затяжці, який може впливати на їх міцність і жорсткість. Вплив повторних навантажень та можливий перерозподіл зусиль при розрахунках арок чинними нормативними документами не розглядаються. Також не розроблено методики розрахунку арок з перерозподілу зусиль у верхньому поясі і затяжці.

Виходячи з наведеного, необхідно дослідити особливості експериментальних досліджень дійсної роботи залізобетонних арок, як при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування, так і при дії повторних навантажень та порівняти їх з розрахунковими результатами.

Дослідні зразки арок та методика їх випробування. З метою встановлення впливу повторних навантажень на напружено-деформований стан перерізів двохшарнірних арок та зміну їх прогинів і ширини розкриття тріщин було

випробувано залізобетонні двохшарнірні арки, які мали загальну довжину 2160 мм зі стрілою підйому 40 см та поперечний переріз 100×140 мм (рис. 1) [1,2].

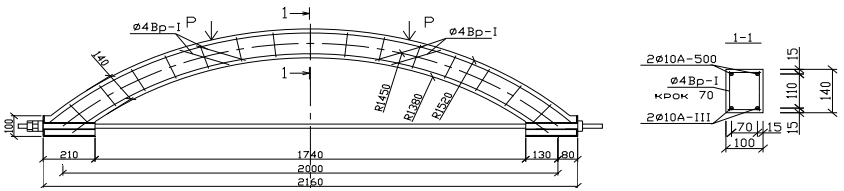

Рис. 1. Конструктивна схема дослідних арок

Робота арок вивчається в гідравлічному пресі, обладнаному спеціальними траверсами. 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 [1,2].

Арки навантажували ступенями, які приблизно становили 7% від руйнівного навантаження. На кожному ступені навантаження втримувалось 5...7 хв., на протязі яких знімали покази динамометра, прогиномірів, індикаторів і тензорезисторів.

З метою порівняння результатів дійсної роботи арок, також проведено числовий експеримент за допомогою програмного комплексу Ліра 9.0. Моделювання арки проводимо, виходячи з дійсних характеристик матеріалів, в розрахунках враховують закони нелінійного деформування матеріалів, а навантаження та результати обчислень відповідають кожному ступені навантаження експериментального дослідження.

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

Теоретичне значення зусилля в арці визначено за формулами, наведеними в роботі [3]. При прийнятій схемі навантаження зусилля в затяжці дорівнює H_{th} = 1,41P, при коефіцієнті податливості затяжки k_{th} = 0,928. Якщо прийняти, що затяжка абсолютно жорстка, то зусилля в ній буде дорівнювати H_r = 1,52P. Експериментальні значення зусилля в затяжках арок відрізняються від теоретичних (таблиця 1).

Таблиця 1. Значення розпору в затяжці

P, кН	$H_г$, *кН*	H_{th}, *кН*	$H_{Ліра}$, *кН*	$H_{exp\ 1A1}$,*кН*	$H_{exp\ 1A2\ 1A3}$, *кН*
0	0	0	0	0	0
10	15.22	14.10	13.63	13.33	16.00
20	30.44	28.20	27.45	26.67	32.00
30	45.66	42.30	41.46	40.00	46.50
40	60.88	56.40	55.65	55.44	62.00
50	76.1	70.50	70.04	70.41	75.00
60	91.32	84.60	84.50	85.00	89.00
70	106.54	98.70	99.15	98.52	100.00
80	121.76	112.80	114.33	106.67	113.00
90	136.98	126.90	128.92	120.00	123.50
100	152.2	141.00	144.04	133.33	145.00

При одноразовому монотонному навантаженні в арці 1А-1 відповідає коефіцієнт податливості k_{exp} = 0,897. В арках 1А-2 і 1А-3 попередні повторні навантаження вплинули на характер зміни зусилля в затяжках на циклі навантаження до руйнування. На перших ступенях навантаження експериментальні значення зусиль H_{exp} були більшими, ніж теоретичні H_{th}, а коефіцієнт податливості збільшився до k_{exp} = 1,017. При перевищенні рівня повторних навантажень, при навантаженні до руйнування зусилля в затяжках почало зменшуватися порівняно з теоретичними значеннями і при P = 90,0 кН коефіцієнт податливості зменшився до k_{exp} = 0,901 (рис. 2) [2].

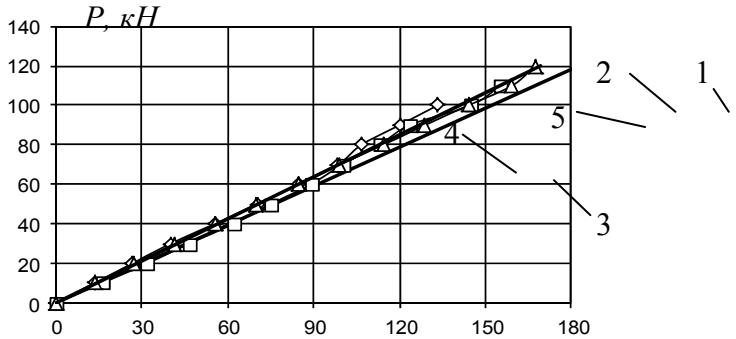

Рис. 2. Залежність зусилля в затяжці H від зовнішнього навантаження P:
1 – теоретичне k_{th} = 1,0; 2 – теоретичне k_{th} = 0,928; 3 – визначене ДК H, кН
Ліра; 4 – арка 1А-1; 5 – середнє для арок 1А-2 і 1А-3;.

В даному випадку двошарнірна арка з затяжкою, отже в процесі навантаження мало місце переміщення лівого опорного вузла арки, оскільки ліва опора є шарнірно рухомою а затяжка складається з динамометра та зі стержнів Ø 28 AIII, на кінцях яких робили різьбу Ø 24 мм для анкеровки на торцях верхнього поясу, а права горизонтальна опора була нерухома [2]. Таке

переміщення може змінювати прольотні моменти порівняно з обчисленими за формулами пружної роботи арки.

Орієнтовна характеристика жорсткості випробовуваної арки є умовна жорсткість затяжки EF , яку можна визначити з відношення розпору H_{exp} до переміщення лівого опорного вузла арки. Жорсткість затяжки EF при повторних навантаженнях змінюється, так при одноразовому навантаженні та першому циклі EF = 62213,72 кН та EF = 48579,10 кН при повторних навантаженнях, що пояснює зміну коефіцієнта податливості.

Відповідно до зміни зусиль в затяжках змінювалися значення моментів в характерних перерізах. За формулами будівельної механіки визначимо значення максимального згинального моменту, результати обчислень див. таблицю 2.

$$\boldsymbol{M = M_0 - H\, y_к} \qquad (1)$$

Таблиця 2. Максимальний згинальний момент

P,кНм	M_r,кНм	M_{th},кНм	$M_{Ліра}$,кНм	$M_{exp\ 1A1}$, кНм	$M_{exp\ 1A2\ 1A3}$, кНм
0	0	0	0	0	0
10	0.713	1.094	1.290	1.357	0.447
20	1.425	2.189	2.490	2.710	0.894
30	2.138	3.283	3.610	4.067	1.852
40	2.850	4.377	4.680	4.705	2.469
50	3.563	5.472	5.700	5.502	3.938
60	4.276	6.566	6.660	6.430	5.066
70	4.988	7.660	7.580	7.722	7.217
80	5.701	8.755	8.450	10.844	8.687
90	6.414	9.849	9.250	12.201	11.008
100	7.126	10.943	10.000	13.558	9.580

Аналізуючи зміну згинальних моментів можна відзначити, що при одноразовому монотонному навантажені до руйнування згинальні моменти в характерних перерізах зростають пропорційно до експлуатаційного рівня 60% несучої здатності арки, згідно теоретичних значень. З подальшим навантаження, пластичні деформації та тріщини утворюються інтенсивніше, відбувається значне зростання згинального моменту аж до самого руйнування арки.

Внаслідок дії повторних навантажень відбувається перерозподілу зусиль між верхнім поясом арки та затяжкою. На початкових стадіях навантаження, до експлуатаційного рівня навантаження, жорсткість арки зменшилась (коефіцієнт податливості k_{exp} = 1,017)[2], що призвело до збільшення розпору та зменшення згинального моменту. Арка веде себе пружніше.

При подальшому навантаженні арки до руйнування знову починають переважати пластичні деформації та спостерігається збільшення згинального моменту. Перед руйнуванням на останньому ступені навантажені відбувається значний приріст пластичних деформацій та тріщин, утворюється пластичний шарнір. Величина згинального моменту прямує до значень визначених за допомогою програмного комплексу Ліра 9.0, а на наступному до теоретично визначеного моменту.

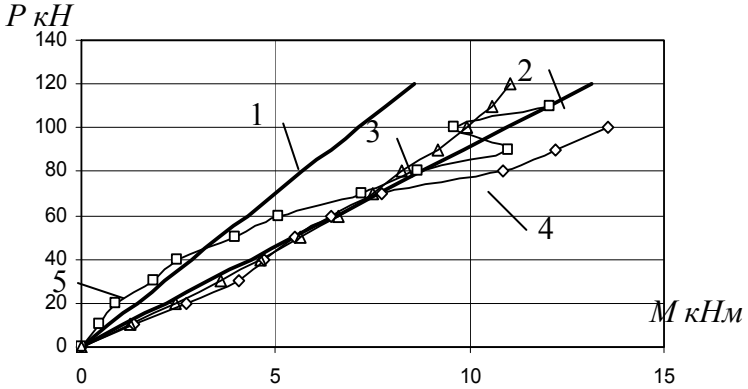

Рис. 3. Залежність згинального моменту *M* від зовнішнього навантаження *P*: 1 – теоретичне k_{th} = 1,0; 2 – теоретичне k_{th} = 0,928; 3 – визначене ПК Ліра; 4 – арка 1А-1; 5 – середнє для арок 1А-2 і 1А-3;.

Згинальні моменти визначенні ПК Ліра 9.0. змінюються плавно наближено до теоретичних значень, а при високих стадіях навантаження відхиляються в сторону пружного визначення зусиль. Це характерно при рівномірних деформаціях та сталій жорсткості елементів конструкції.

Зміна поздовжніх сил в перерізах арки також залежить від зусиль в затяжках. Значення поздовжніх сил, визначимо за формулою 3, результати обчислень див. таблицю 3.

$$\boldsymbol{N} = \boldsymbol{H}\cos\varphi + \boldsymbol{Q_0}\sin\varphi \qquad (2)$$

Для відтворення напружено деформівного стану арки в програмному комплексі Ліра було змодельовано 2D експериментальну арку та проведено розрахунок з впливом нелінійного деформування.

Експериментальна арка розділена на 14 пластинок 1см×1см та шириною 10см, що відповідає поперечному перерізу. Пластинкам задавались характеристики деформування бетону, а в пластинках де в арці знаходиться поздовжня арматура – задається процент армування який дорівнює кількості арматури. Навантаження прикладалось ступенями по 10кН до 100кН. Результати обчислень див. таблицю 4. та ізополя напружень рис.4. рис.5.

Таблиця 3. Значення поздовжньої сили

P, кН	N_r,*кН*	N_{th},*кН*	$N_{Ліра}$,*кН*	$N_{exp\ 1A1}$, *кН*	$N_{exp\ 1A2\ 1A3}$, *кН*
0	0	0	0	0	0
10	17.43	17.83	17.06	16.64	19.12
20	34.85	35.66	34.30	33.34	38.23
30	52.28	53.48	51.73	50.09	55.91
40	69.71	71.31	69.33	68.91	75.14
50	87.13	89.14	87.11	87.34	91.85
60	104.56	106.97	104.97	105.42	109.40
70	121.98	124.80	123.01	122.53	123.77
80	139.41	142.62	141.56	134.64	138.55
90	156.84	160.45	159.54	151.55	152.39
100	174.26	178.28	178.03	168.61	176.78

Таблиця 4. Напруження по висоті перерізу

h мм	*Nx (кН/м**2)*	*Nz (кН/м**2)*	*Txz (кН/м**2)*
135	-15297.63	-17976.98	-8525.37
125	-15976.82	-18809.02	-7529.64
115	-18271.81	-19722.42	-6365.96
105	-20239.90	-20141.45	-5191.43
95	-20549.31	-18933.68	-5648.43
85	-17965.57	-15386.69	-5455.70
75	-11009.70	-10354.60	-4539.83
65	-111.10	-5341.77	-2793.62
55	1616.65	-2256.26	-964.32
45	1839.09	-976.87	-496.62
35	1891.71	-300.72	-374.46
25	1917.48	105.00	-276.80
15	1942.86	61.45	-189.54
5	1950.32	5.02	-67.56

За отриманими результатами експерименту та результатами розрахунку в ПК Ліра 9.0 було побудовано діаграми напруження стиснутої зони перерізів арки.

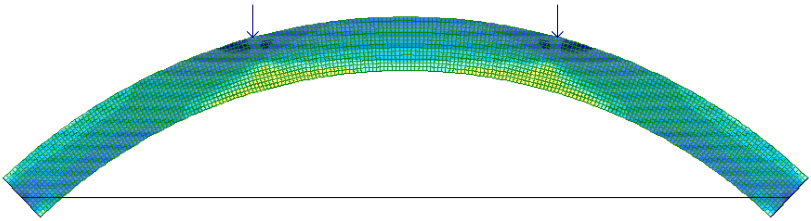

Рис.4. Ізополя напружень *Nx*

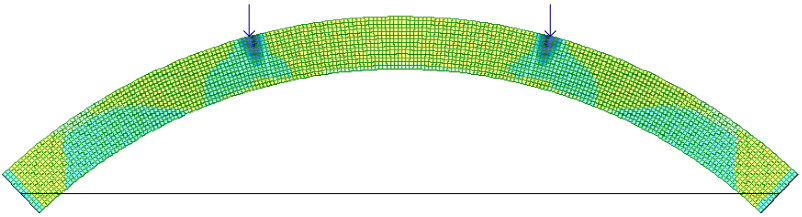

Рис.5. Ізополя напружень *Nz*

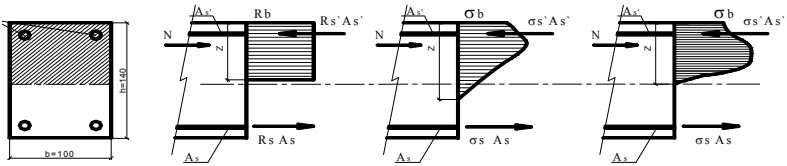

Рис.6. Діаграми напружень стиснутої зони *1)* СНиП 2.03.01-84; *2)* експериментальні результати; *3)* розрахунок ПК Ліра 9.0.

З отриманих результатів видно, що в різних випадках різна висота стиснутої зони. За СНиП 2.03.01-84 $z = 69мм$ при експерименті $z = 93мм$ за розрахунком ПК Ліра $z = 80мм$.

Висновок: Результати отримані в ПК Ліра 9.0. наближено співпали з експериментальними результатами при сталій жорсткості та рівномірних деформаціях елемента. Враховується коефіцієнт податливості та відповідно точніше визначаються внутрішні зусилля в перерізах арки. Внутрішні напруження в перерізах арики також близькі до отриманих в ПК Ліра9.0.

1. Кислюк Д.Я. Методика експериментальних досліджень роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторних навантаженнях // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб.наук.праць. – Рівне: Вид. НУВГП, 2005. – Вип. 12.- С. 169 – 174 **2.** Бабич Є.М., Кислюк Д.Я „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при короткочасному повторному навантаженні”. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб.наук.пр. Вип. 16 - Рівне : НУВГП, 2008р.