

Л.О. Дорошкевич, С.Б. Максимович, Б.Г. Демчина, Б.Ю.Максимович  
Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра будівельних конструкцій та мостів

## МІЦНІСТЬ З’ЄДНАНЬ ПЛИТА-КОЛОНА У МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БЕЗБАЛОЧНИХ БЕЗКАПІТЕЛЬНИХ ПЕРЕКРИТТЯХ

© Дорошкевич Л.О., Максимович С.Б., Демчина Б.Г., Максимович Б.Ю., 2010

**Розглянуто практичний метод розрахунку поперечної арматури у плитах безбалочних безкапітельних перекриттів. Продавлювання потрактовано як опір плити руйнуванню по похилих перерізах, а не як зріз по умовній поверхні зрізаної піраміди.**

**Ключові слова:** безбалочні безкапітельні перекриття, продавлювання, зріз бетону, поперечна арматура, умовна поверхня зрізаної піраміди.

**A practical method of designing transverse reinforcement in mushroom slab constructions without capitals is considered. Punching shear is viewed not as shear along the conditional surface of the truncated pyramid, but as crack strength of the slab along the cross-section.**

**Keywords:** mushroom slab constructions without capitals, punching shear, concrete shear, transverse reinforcement, conditional surface of the truncated pyramid.

**Вступ.** Безбалочні безкапітельні плити перекриття у монолітному будівництві почали застосовувати у 50-х роках минулого століття. Завдяки простоті виконання (проста опалубка, армування) і свободі планувальних рішень вони набули широкого розповсюдження. Проте питання, пов’язані з визначенням їх несучої здатності у місці проходження колони, вивчено недостатньо. Навіть у трактуванні фізичного явища продавлювання виникли розбіжності. Одні дотримуються старої концепції, за якою продавлювання трактувалося як зріз бетону по умовній поверхні (англ. “punching shear”), інші стверджують, що руйнування плит відбувається по похилих перерізах навколо колони і викликано згином, як у балках (“flexural punching”).

**Аналіз досліджень.** У праці Т. Годицького, В. Ділгера, А. Гхалі [1] подано експериментально отриману картину тріщиноутворення сильно армованого з’єднання плита–колона (рис. 1). А. Айдукевич, Ш. Давчинський у своїй праці [2] описали механіку руйнування такого самого з’єднання від дії стискаючого зусилля (рис.2а) і від дії стискаючого зусилля і моменту (рис.2б). На рис. 1 і 2 чітко видно, що характер тріщиноутворення і руйнування плити під час продавлювання є подібний до руйнування лінійних елементів по похилих перерізах. Наведені схеми утворення тріщин і руйнування не відповідають фізичному явищу продавлювання, а відображають руйнування по похилому перерізу. Однак у чинних національних нормах [3] підхід до розрахунку на продавлювання залишається традиційним, що відображено у формулі (23). Представлений у нормах спосіб наближення розрахунку до результатів експериментальних досліджень полягає в корегуванні результатів розрахунку за допомогою відповідних емпіричних коефіцієнтів. Такий метод розрахунку приваблює своєю простотою, але він немає нічого спільного з фізичним явищем продавлювання.

У нових російських нормах [4] відкореговано розрахунок, прийнятий у нормах 1985 року та впроваджено розрахунок на дію поздовжньої сили і згинального моменту у плитах з поперечною арматурою. Розрахунок виявився складним і об’ємним, його розміщено на 8-ми сторінках норм з використанням 26-ти формул.

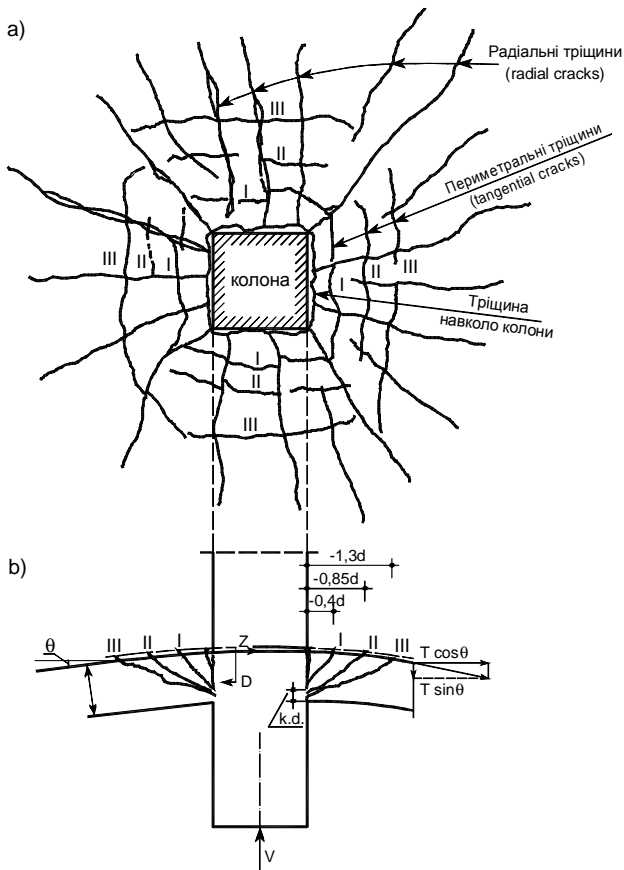


Рис. 1. Картина тріщин сильно армованого з'єднання плита-колона в момент руйнування за [1]

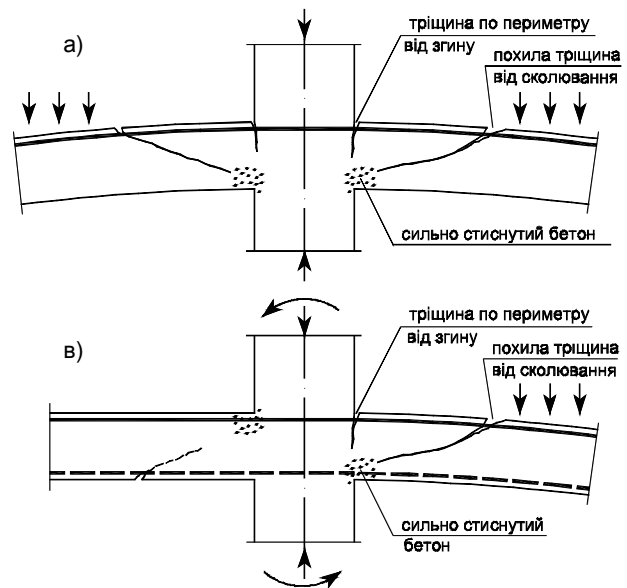


Рис. 2. Механізми руйнування приопорної зони плити під час продавлювання за [2]: а) при дії  $N$ ; в) при дії  $N$  і  $M$

Необхідно відзначити дослідження А.С. Залесова (одного з авторів нових норм), К.Е. Єрмуханова і І.А. Момбекова [5] опубліковані у 1990р., у яких автори потрактували продавлювання як руйнування згинальних елементів по похилій тріщині при діагональному стиску. Такий підхід дозволив у розрахунку міцності на продавлювання використати стабільнішу характеристику – міцність бетону на стиск  $R_b$ , замість раніше використовуваної характеристики  $R_{bt}$ , однак результати цих досліджень не знайшли відображення у нових нормах [4].

У міжнародних рекомендаціях Європейського комітету з бетону з 1970р. розрахунок на продавлювання виконувався, враховуючи умову міцності на зріз з використанням міцності бетону на розтяг  $R_{bt}$ . Вже у Кодексі-зразку ЕКБ-ФІП 1978р. розрахунок на продавлювання винесено у окремий 13-й розділ, а розрахунок плити без поперечної арматури на продавлювання рекомендувалося виконувати за цими самими формулами, що і розрахунок лінійних елементів на дію поперечної сили при згині.

У подальших рекомендаціях до міжнародних норм EC2 дещо корегувалися розрахункові моделі, але концепція згину залишилася незмінною. На рис.3 подано еволюцію розрахункових моделей на продавлювання у EC2, починаючи від [6] до рекомендацій [7].

Доцільно тут буде також розглянути статтю Д. Вітзакі [8], в якій він проаналізував власні експериментальні дослідження, а також дослідження Гогнестеда, Мос, Скорделіса, Кіннунена, Нілендера і на основі їх статистичного аналізу запропонував емпіричні формули та графіки для розрахунку плит на продавлювання.

Автор дійшов таких висновків: опір плити на продавлювання переважно залежить від поздовжньої арматури, подібно як це має місце при згині; міцність бетону на стиск –  $R_b$  так само впливає на опір продавлюванню як при згині на дію згинальних моментів. Вважаємо, що ці слушні висновки необхідно враховувати під час створення нових підходів до розрахунку плит на продавлювання.

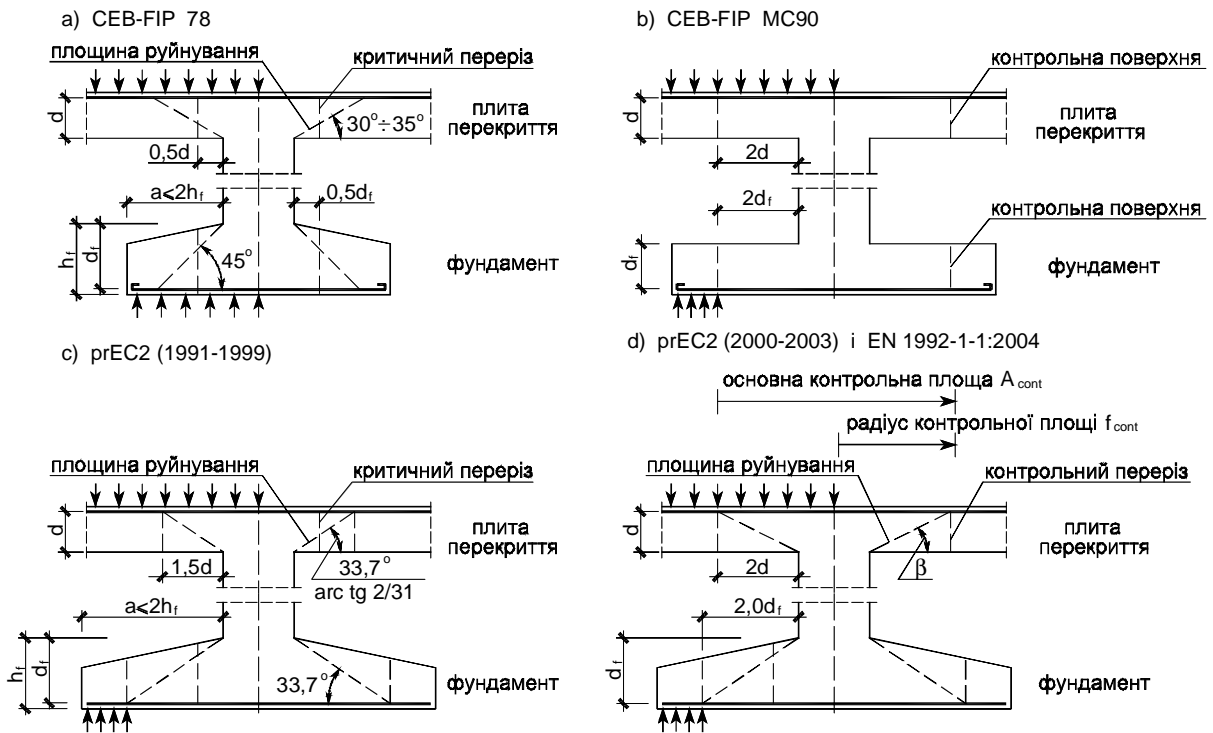


Рис. 3. Еволюція розрахункових моделей для перевірки на продавлення в Європейських нормах ЕС з [2]

У разі руйнування плит по похилих перерізах напруження в основній поздовжній арматурі (в основі похилої тріщини) не досягають границі текучості, тобто міцність поздовжньої арматури не використовується повністю. Щоб повніше використати міцність розтягнутої арматури, необхідно забезпечити міцність похилих перерізів плити. У разі заданої міцності бетону цього можна досягти двома способами – збільшенням висоти плити (зменшення коефіцієнта поздовжнього армування), або у місцях виникнення похилих тріщин поставити арматуру у вигляді вертикальних чи похилих стержнів, подібно як у згинаних елементах.

У плитах безбалочних безкапітельних перекриттів економічно не вигідно збільшувати товщину (збільшується навантаження), а для забезпечення міцності похилих перерізів навколо колон необхідно передбачати поперечну арматуру як у балках.

У фундаментах ми не обмежені товщиною плити, а практика показала, що висоту необхідно приймати таку, щоб за відсутності поперечної арматури руйнування відбувалось по вертикальній тріщині. Тому фундаментні плити, які працюють на згин, мають дуже малі коефіцієнти поздовжнього армування.

Тоді напрошується питання: при якій кількості поздовжньої арматури у плиті можна не ставити поперечну арматуру, щоб міцність похилих перерізів забезпечувалася опором самого бетону, який працює на стиск? Очевидно, основним параметром, який характеризує цю умову, є коефіцієнт поздовжнього армування плити –  $r$ .

Для виявлення величини  $r$ , за якої поперечна арматура не потрібна, проаналізовано приклади розрахунку фундаментів, які наведені у технічній літературі. Результати аналізу наведені у табл.1. У стовпці 10 показано коефіцієнт армування для повної висоти фундаментів і окремих його уступів. Середній мінімальний коефіцієнт армування становить  $r = 0,00178 \approx 0,0018$  (стовпчик 11).

Цікавими є дослідження Е. Франка і Ріхтера [9], у яких автори вивчали роботу фундаментних плит на продавлення без поперечного армування. Автори випробували 28 плит по два близнюки зі сторонами 2135x2135мм висотою  $h = 406,6$  мм ( $h_0 = 355,8$  мм) з однаковою міцністю бетону на

стиск  $f'_c = R_{b,ser} = 23,6$  МПа. Плити поділені на три серії залежно від коефіцієнта армування: перша серія  $r = 0,002 \div 0,0026$ ; друга серія  $r = 0,0037 \div 0,0039$ ; третя серія  $r = 0,0056 \div 0,0075$ . Всі плити першої серії зруйнувалися по вертикальних перерізах під час напружень у поздовжній арматурі вищих за межу текучості. Всі плити третьої серії зруйнувалися по похилих перерізах під час напружень у поздовжній арматурі значно нижчих, ніж межа текучості. Дві плити другої серії (105а і 107в) зруйнувалися по діагональній тріщині, а решта плит цієї серії зруйнувалися по вертикальних тріщинах.

А. Муттоні [10] проаналізував експериментальні дослідження Кіннуена і Нілендера [11], у яких автори також досліджували три серії фундаментних плит на продавлювання подібно як у [9] але з іншими значеннями  $r$ : перша серія –  $r = 0,005$ ; друга –  $r = 0,005 \div 0,010$ ; третя –  $r = 0,010 \div 0,015$ . Руйнування всіх плит першої серії пластичне по вертикальній тріщині. Руйнування плит другої серії також пластичне, але по похилій тріщині (міцність похилих перерізів плит нижча, ніж міцність їх на згин). Руйнування плит третьої серії крихке по похилій тріщині з напруженнями у поздовжній арматурі значно меншими за границю текучості.

З аналізу цих експериментальних досліджень можна зробити висновок, що у плитах, які працюють на продавлювання при коефіцієнті армування  $r \leq 0,003$ , руйнування завжди відбуватиметься по вертикальних перерізах і у таких плитах не потрібна поперечна арматура. При  $r > 0,003$  руйнування відбуватиметься по похилих перерізах, а для забезпечення міцності плити від такого руйнування необхідно передбачити поперечну арматуру.

Прийнявши граничне значення  $r_{min} = 0,003$ , висоту фундаментів без поперечної арматури можна визначити за формулою

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{r_{min} 0,9 R_s b}} = \sqrt{\frac{M}{0,0027 R_s b}} \quad (1)$$

У безбалочних безкапітельних перекриттях товщину плити можна рекомендувати приймати такою, щоб виконувалася умова:

$$0,008 > r \geq 0,003 \quad (2)$$

і не менше  $h = 200$  мм, як це рекомендують деякі зарубіжні норми.

**Пропозиції до розрахунку поперечної арматури.** Розрахункова модель плити являє собою систему двох перехресних балок (надколонних смуг), навантажених рівномірно розподіленим навантаженням.

Враховуючи рекомендації EN 1992-1-1:2004 [7] критичний контур навколо колон прийнято на відстані  $2h_0$  від бокової поверхні колони, тому ширину розрахункової смуги приймаємо

$$b_{см.} = c + 4h_0, \quad (3)$$

де  $c$  – поперечний розмір колони.

Згинальні моменти у надколонній смугі багатопверхових будинків можна визначити методом заміновальних рам, використовуючи статичні способи розрахунку або відповідні таблиці.

Для практичних розрахунків визначення опорних моментів у надколонній смугі доцільно використати рекомендації [12], у яких мінімальні опорні моменти визначаються за формулою

$$M_x(M_y) = hV_{sd}, \quad (4)$$

де  $h$  – коефіцієнт, який приймається за табл.2, а відповідні розміри смуг залежно від розташування колон, яке показано на рис.4;  $V_{sd}$  – реакція колони.

Якщо  $r > 0,003$ , поперечна арматура розраховується на різницю моментів

$$\Delta M = M_{ep.} - M_{2h_0}, \quad (5)$$

де  $M_{ep.}$  – момент на грані колони, який діє на ширині, що визначається за формулою (3);  $M_{2h_0}$  – момент у надколонній смугі шириною  $b_{см.}$  на відстані  $2h_0$  від грані колони.

Таблиця 1

**Визначення середньої величини коефіцієнта поздовжнього армування –  $\rho$  з числових прикладів розрахунку  
на продавливання фундаментів без поперечної арматури**

№ з/п	Джерело	Висота ступені $h_0$ , мм	Ширина ступені $b$ , мм	Виліт консолі $l_{к}$ , мм	Розрах. опір бетону $R_b$ , МПа	Розрах. опір арматури $R_s$ , МПа	Згинальний момент, кНм	Розрах. площа арматури $A_s$ , мм <sup>2</sup>	Коефіцієнт армування $\rho$	Середнє значення $\rho$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Проектирование ж/б конструкций Под ред. Гольшева. Киев, 1985, -с.468-475.	$h_{01}=220$	$b_1=2500$	$l_{к1}=450$	B15	A-II 280 ( $\gamma_{b2}=1,1$ )	63,36	1142,4	0,0022	0,0018
		$h_{02}=520$	$b_2=1800$	$l_{к2}=1050$	$R_b=9,7$		248,04	1893,6	0,0020	
		$h_{03}=1570^*$	$b_3=1200$	$l_{к3}=1300$			286,2	723,6	0,00038	
2	Примеры расчета ж/б конструкций. А.П. Мандриков. Стройиздат. М., 1989, -с.289-293.	$h_{01}=310$	$b_1=3000$	$l_{к1}=475$	B15	A-II 280	83,8	1060	0,0011	
		$h_{02}=660$	$b_2=2050$	$l_{к2}=825$	$R_b=8,5$		253,0	1520	0,0011	
		$h_{03}=960$	$b_3=1350$	$l_{к3}=1250$			655,0	2700	0,0020	
3	Строительные конструкции. Том 2. Т.Н. Цай. М., 1985, -с.355-358.	$h_{01}=260$	$b_1=2200$	$l_{к1}=350$	B20	A-III 355	68,75	805	0,0016	
		$h_{02}=610^*$	$b_2=1500$	$l_{к2}=550$	$R_b=11,5$		184,1	919	0,0009	
4	А.Н. Кувалдин, Г.С. Клевцова Примеры расчета ж/б конструкций зданий. Стройиздат. М., 1976, с.158-159	$h_{01}=330$	$b_1=2800$	$l_{к1}=700$	M200	A-III 340	195,0	1940	0,002	
		$h_{02}=880$	$b_2=1400$	$l_{к2}=1250$	$R_b=9,0$		572,0	2120	0,0017	
5	В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов Ж/б конструкции. Стройиздат. М., 1978, -с.414-416.	$h_{01}=260$	$b_1=1900$	$l_{к1}=450$	M150 (B15)	A-III 355	48,0	605	0,00122	
		$h_{02}=560^*$	$b_2=500$	$l_{к2}=825$	$R_b=8,5$		142,0	829	0,00058	
6	Улицкий, Ривкин и др. Ж/б конструкции. Расчет и конструирование. К., 1973, -с.499-560.	$h_{01}=260$	$b_1=2500$	$l_{к1}=750$	B12,5 (M150)	A-II 270	110,0	1190	0,0014	
		$h_{02}=560$	$b_2=1000$	$l_{к2}=1050$	$R_b=6,7$		216,0	1280	0,002	
7	Мурашев, Сигалов, Байков Ж/б конструкции. Общий курс. М., 1962, -с.415-416.	$h_{01}=260$	$b_1=1900$	$l_{к1}=500$	B15 (M200)	A-III 340	48,0	605	0,0017	
		$h_{02}=560$	$b_2=1000$	$l_{к2}=725$	$R_b=8,5$		140,2	828	0,0015	
8	О.Е. Лопатто Проектування і монтаж з/б конструкцій. К., 1971, -с.198.	$h_{02}=660$	$b_2=1000$	$l_{к2}=1100$	M150 $R_b=8,5$	A-I 215	298,0	2400	0,0036	

\*) Висота прийнята з конструктивних міркувань у збірних фундаментах виходячи з умови защемлення колони у стакані фундаменту.

**Коефіцієнт  $\eta$  для визначення мінімальних розрахункових моментів  
і ширини смуг плити за [2]**

Розташування колон	Напрямок моментів	Коефіцієнт $\eta$		Ширина сприймаючої смуги
		по верху	по низу	
Колонна внутрішня	у обох напрямках	0,125	0	$0,3l$
Колонна крайня	перпендикулярно до стіни	0,125	0,125	на метр
Колонна крайня	паралельно до стіни	0,250	0	$0,15l$
Колонна кутова	у обох напрямках	0,500	0,500	на метр

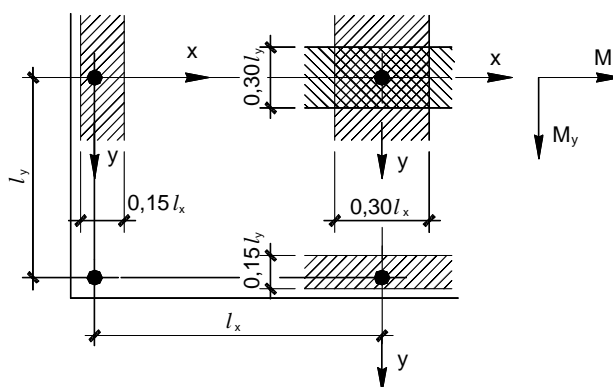
Загальна площа вертикальних стержнів по один бік колони на ширині смуги  $b_{см}$  і довжині у розрахунковому напрямку  $2h_0$  визначається за формулою

$$\Sigma A_{sw} = \frac{\Delta M}{0,45R_s h_0}, \quad (6)$$

а загальна кількість вертикальних стержнів дорівнює

$$n = \frac{\Sigma A_{sw}}{A_{sw}}, \quad (7)$$

де  $A_{sw}$  – площа одного стержня прийнятого діаметра.



*Рис. 4. Позначення мінімальних згинальних опорних моментів  
і визначення ширини смуги плити за [12]*

Подібний підхід до розрахунку поперечної арматури у балках вперше запропоновано у [13], використано у розрахунку нерозрізних балок [14] і розрахунку коротких консолей [15].

Розглянемо приклади розрахунку для ілюстрації запропонованого нового підходу до розрахунку похилих перерізів залізобетонних плит безбалочних безкапітельних перекриттів.

Вихідні дані прийнято з прикладу розрахунку безбалочного безкапітельного перекриття [16, стор. 85–98].

Триповерхова рама з сіткою колон  $l_x = l_y = 6,0$  м; у нашому прикладі розглядається нижній ригель рами. Постійне розрахункове навантаження на  $1\text{ м}^2$  перекриття  $g = 8,45$  кН/м<sup>2</sup> і тимчасове  $p = 5,2$  кН/м<sup>2</sup>. Загальна схема рами і вертикальне навантаження подано на рис.55 у [16]; для нижнього ригеля схема подана для середніх двох прольотів KL і LM на рис.5.

Статичний розрахунок триповерхової рами виконано методом замінювальних рам (ригелями рам є плити шириною  $l_2 = 6,0$  м). розрахункове навантаження на один метр ригелів становить  $g + p = (8,45 + 5,2) \cdot 6,0 = 81,9$  кН/м.

Для ригеля GH з розрахунку рами отримано: опорні моменти  $M_G = -124,9 \text{ кНм}$  і  $M_H = -306,0 \text{ кНм}$ , прольотний момент  $M_{\max} = 283,0 \text{ кНм}$ , опорні реакції  $R_G = 215,5 \text{ кН}$  і  $R_H = 275,9 \text{ кН}$  (рис.6).

У числовому прикладі з [16] прийнято товщину плити  $h = 160 \text{ мм}$  ( $h_0 = 135 \text{ мм}$ ), бетон марки М300 – клас бетону В30 ( $R_b = 17 \text{ МПа}$ ). Поздовжня арматура класу А-III ( $R_s = 365 \text{ МПа}$ ).

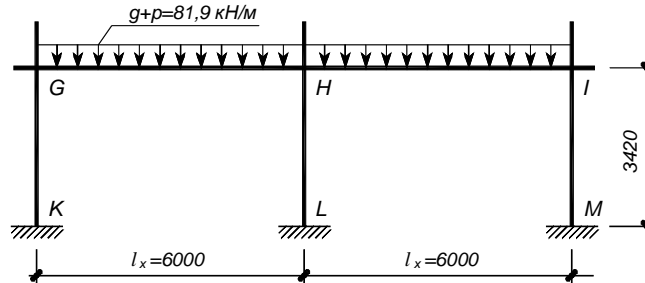


Рис. 5. Розрахункова схема рами

### Розрахунок поздовжньої арматури у надколонній смузі на опорі Н.

Визначаємо опорні моменти у надколонній смузі  $b_{\text{см.}} = l_2/2 = 6000/2 = 3000 \text{ мм}$  за табл. VI.3 [16]:

$$M_H = 0,72 \cdot 306,0 = -220,3 \text{ кНм}; \quad M_G = 0,72 \cdot 124,9 = -89,93 \text{ кНм}.$$

Визначаємо опорні реакції.

Навантаження на 1м смуги  $b = 3000 \text{ мм}$ :  $(g + p)3,0 = 13,65 \cdot 3 = 40,95 \text{ кН/м}$ .

$$\text{Поперечна сила на опорі G (справа): } R_G = \frac{40,95 \cdot 6}{2} - \frac{220,3 - 89,93}{6} = 101,12 \text{ кН}.$$

$$\text{Поперечна сила на опорі H (зліва): } R_H = \frac{40,95 \cdot 6}{2} + \frac{220,3 - 89,93}{6} = 144,58 \text{ кН}.$$

На рис.7 подано розрахункову схему ригеля рами (G-H) – надколонної смуги, навантаження, моменти  $M_G$  і  $M_H$ , а також опорні реакції.

$$a_m = \frac{M_H}{bh_0^2 R_b} = \frac{220,3 \cdot 10^6}{3000 \cdot 135^2 \cdot 17} = 0,237; \quad \text{за табл.20 [17]} \quad x = 0,28; \quad h = 0,86;$$

$$A_s = \frac{220,3 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,86 \cdot 135} = 5198,6 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Коефіцієнт армування: } m = \frac{5198,6}{3000 \cdot 135} = 0,0128 \quad (p = 1,28\% > 0,8\%).$$

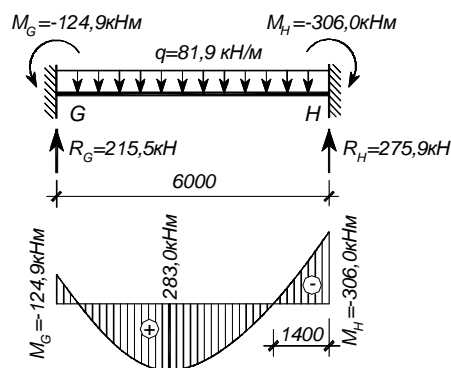


Рис. 6. Схема завантаження ригеля G-H і епюра моментів

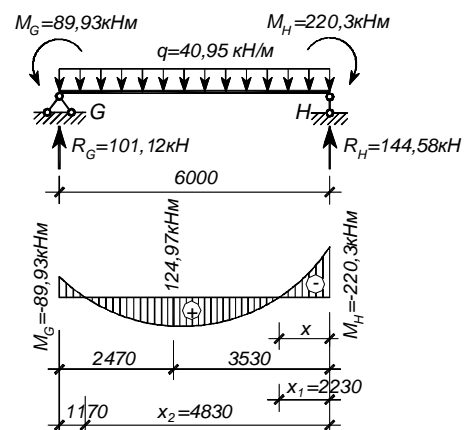


Рис. 7. Розрахункова схема надколонної смуги ригеля G-H

Отримано високий процент армування. Бажано збільшити висоту плити. Приймаємо  $h = 200$  мм ( $h_0 = 175$  мм).  $a_m = 220,3 \cdot 10^6 / (3000 \cdot 175^2 \cdot 17) = 0,141$ ;  $x = 0,15$ ;  $h = 0,925$ ;  $A_s = 220,3 \cdot 10^6 / (365 \cdot 0,925 \cdot 175) = 3728,57$  мм<sup>2</sup>.  
Коефіцієнт армування:  $m = 3728,57 / (3000 \cdot 175) = 0,0071 < 0,008$ .  
Приймаємо 20Ø16 ( $A_s = 4020$  мм<sup>2</sup>), тоді  $m = 4020 / (3000 \cdot 175) = 0,0077 < 0,008$ .

### Розрахунок міцності похилих перерізів (визначення поперечної арматури) на опорі Н ліворуч.

Визначаємо момент на грані колони при  $b_k = 300$  мм:

$$M_{B(зр.)} = 220,3 - 144,58 \cdot 0,3/2 + 40,95 \cdot 0,15^2/2 = 199,08 \text{ кНм.}$$

Визначаємо перерізи, де моменти дорівнюють нулю (точки нульових моментів):

$$220,3 - 144,58 \cdot x + 40,95 \cdot x^2/2 = 0, \text{ тобто } 20,48x^2 - 144,58x + 220,3 = 0,$$

$$x_{1,2} = \frac{144,58 \pm \sqrt{144,58^2 - 4 \cdot 20,48 \cdot 220,3}}{2 \cdot 20,48}, \quad \left. \begin{matrix} x_1 = 2,23 \text{ м} \\ x_2 = 4,83 \text{ м} \end{matrix} \right\} x_1 \text{ і } x_2 \text{ показано на рис.7.}$$

Визначаємо ординату моментів на відстані  $x = 2h_0 = 350$  мм від грані колони (прийнято розрахунковий контур на “продавлювання” відповідно до EC2 [2]).

$$M_{(2h_0)} = 199,08 - 144,58 \cdot 0,35 + 40,95 \cdot 0,35^2/2 = 150,98 \text{ кНм.}$$

Визначення коефіцієнта зміщення моменту  $V$ , який за номограмою рис.3 [18] залежить від  $l/h_0$  і  $x/x_R$ .

$l = l_k = 2230 - 300/2 = 2080$  мм;  $x = 0,15$ , а  $x_R$  визначаємо за новими російськими нормами

[4] п.3.22.6:  $x_R = 0,8 / (1 + x_{s,el} / x_{b,ult})$ , де  $x_{s,el} = R_s / E_s = 355 / (2 \cdot 10^5) = 0,001775$ ,  $x_{b,ult} = 0,0035$ ,

$$x_R = \frac{0,8}{1 + 0,001775 / 0,0035} = 0,53, \text{ відношення } x/x_R = 0,15 / 0,53 = 0,283 \text{ і } l_k/h_0 = 2080 / 175 = 11,88;$$

$V = 0,82$ .

Ордината зміщеного моменту у перерізі, де  $M = 0$ , за формулою (2) [18]:

$$M_0 = VM_{B,(зр.)} = 0,82 \cdot 199,07 = 163,24 \text{ кНм (див. рис.8).}$$

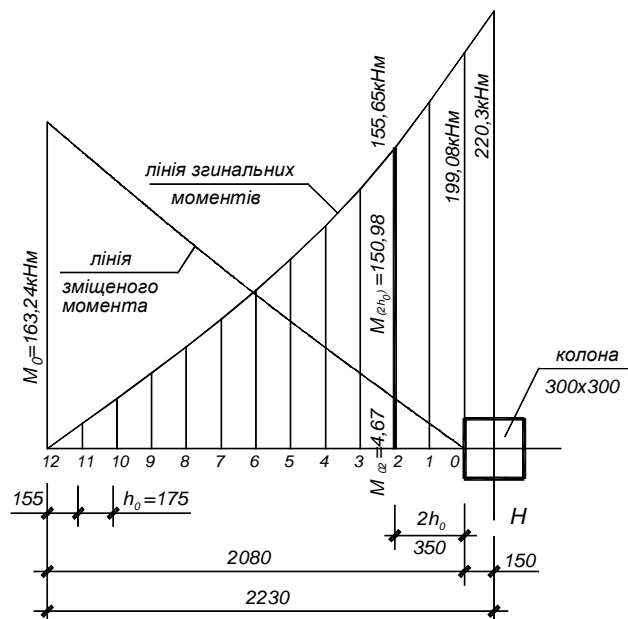


Рис. 8. Епюра моментів у надколонній смузї і побудова епюри зміщеного моменту  $M_0$



Визначаємо ординати зміщеного моменту у перерізі  $x = 2h_0 = 350$  мм (на розрахунковому контурі):  $q_k = 2M / l^2 = 2 \cdot 163,24 / 2,07^2 = 76,2$  кН/м;  $M_{02} = 76,2 \cdot 0,35^2 / 2 = 4,67$  кНм (рис.8).

Розрахунковий момент у перерізі граничного контуру ( $2h_0 = 350$  мм) з врахуванням зміщеного моменту  $M_{02} = 4,67$  кНм,  $M_{p(k)} = M_{(2h_0)} + M_{02} = 150,98 + 4,67 = 155,65$  кНм (див.рис.8).

Різниця моментів  $\Delta M$  на довжині  $2h_0 = 350$  мм:  $\Delta M = 199,08 - 155,65 = 43,43$  кНм.

### Варіант армування плити вертикальними стержнями

Сумарна кількість вертикальних стержнів на довжині  $2h_0 = 350$  мм (в межах розрахункового контуру) за формулою (8") наших пропозицій:  $\Sigma A_{sw} = \frac{\Delta M}{0,45 \cdot 355 h_0} = \frac{43,43 \cdot 10^6}{0,45 \cdot 355 \cdot 175} = 1553,5$  мм<sup>2</sup>.

Розміщення вертикальних стержнів. Приймаємо шість віток у напрямку  $l_y$  діаметром 8мм А-III ( $A_{sw} = 6 \cdot 50,3 = 301,8$  мм<sup>2</sup>) і визначаємо крок у напрямку  $l_x$  за формулою (9"):  
 $s_w = A_{sw} a_n / \Sigma A_{sw} = 301,8 \cdot 350 / 1553,5 = 68,0$  мм.

За російськими нормами [4] крок:  $s_w \leq h_0 / 3 = 175 / 3 = 58$  мм. Приймаємо крок  $s_w = 60$  мм у обох напрямках. Кількість стержнів на довжині  $2h_0 = 350$  мм буде:  $350 / 60 = 5,8$ ; приймаємо 6 рядів. На рис.9 показано розміщення вертикальних стержнів по один бік від колони. При  $l_x = l_y$  з усіх боків колони встановлюють однакові вертикальні стержні у межах розрахункового контуру, який за ЕС2 [2] приймається  $2h_0$ .

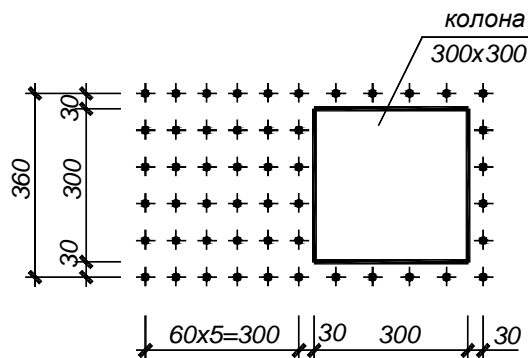


Рис. 9. Розміщення вертикальних стержнів Ø8 А-III по один бік колони

### Висновки

1. Продавлювання потрактовано як опір плити руйнуванню по похилому перерізу, як у згинаних лінійних елементах, а не як зріз по умовній поверхні зрізаної піраміди.
2. Встановлено критерій, який визначає необхідність виконання поперечного армування навколо колони (між гранями колони і критичним розрахунковим контуром).
3. Запропоновано просту формулу для визначення мінімальної висоти фундаментів, що працюють на продавлювання.
4. Розрахунок поперечної арматури у плитах виконується за тими самими формулами, що й розрахунок міцності похилих перерізів у балочних згинаних елементах і запропонований у попередніх публікаціях [18].
5. У розрахунку використовуються ті самі характеристики матеріалів – бетону  $R_b$ , арматури  $R_s$ , що під час розрахунку на дію згинальних моментів.
6. У розрахунку використано деякі рекомендації міжнародних норм EUROCODE 2.

1. T. Godycki, W.H. Dilger and A. Ghali. *Behaviour of Reinforced Concrete Slab-Column connections Subjected to static Loadings*. *Archiwum Inzynierji Ladowej*. Tom XXIII z. 2/1977. 2. A. Ajdukiewicz, Sz. Dawczyński *Przebiegi, Komentarz naukowy do PN-B-03264 & 2002*, ITB, Warszawa, grudzień, 2003. 3. СНиП 2.03.01-84\* *Бетонные и железобетонные конструкции. Строительные нормы и правила*. Москва, 1985-1989. 4. *Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры*. СП 52-101-03. Свод правил. Госстрой России. Москва, 2003. 4. А.С. Залесов, К.Е. Эрмуханов, И.А. Момбеков *Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание*. *Бетон и железобетон*, 1990. 6. *Système International de Réglementation Technique Unifice des Structures. Code-Modele CEB-FIP 3<sup>e</sup> edition 1978 des Recommandations Internationales CEB-FIP* (переклад російською мовою, НІІЖБ Госстрой). 7. EN 1992-1-1:2004 *EUROCODE2. Design of Concrete Structures – Part 1. General Rules and Rules for Buildings*, CEN, Brussels, March 2003. 8. David Yitzhaki *Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs*. *Journal of the American Concrete Institute. Proceedings* V.63, №5, May, 1966. 9. Frank E. Richart. *Reinforced Concrete Wall and Column Footings. Part 1*. *Journal of the American Concrete Institute. Proceedings* V.20, №2, October, 1948. 10. Aurelio Muttoni *Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement*. *ACI Structural Journal*. July-August. 2008. 11. Kinnunen S., and Nylander H. *Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement*. *Transactions of the Royal Institute of Technology*. №158. Stockholm. Sweden, 1960. 12. *CEB-FIP Model Code 1990*. *Comite Euro-International du Beton. Bulletin d'Information* № 213-214, Lausanne, May 1993. 13. Дорошкевич Л.О. *Розрахунок поперечної арматури залізобетонних мостових балок*. *Праці Західного наукового центру НАУ*. Том 3. Львів-Трускавець, 1996. 14. Максимович С.Б. *Міцність похилих перерізів залізобетонних балок з двозначною епюрою згинальних моментів, звантажених зосередженими силами*. Дис. ... канд. техн. наук. – Львів, 2000. 15. Максимович Б.Ю. *Несуча здатність коротких залізобетонних консолей*. Дис. ... канд. техн. наук. – Львів, 2003. 16. Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н. *Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий*. – М.: Стройиздат, 1975. 17. *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры* (к СНиП 2.03.01-84). Москва, 1989. 18. Дорошкевич Л.О., Максимович С.Б., Демчина Б.Г. Максимович Б.Ю. *Пропозиції до розрахунку міцності похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів // П'ята всеукр. наук.-техн. конф. «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» / Зб. наук. пр. «Будівельні конструкції»*. – Полтава, 2007.