

## РОЗРАХУНОК ТА МОДЕЛЮВАННЯ ПОПЕРЕЧНИКА КАРКАСУ З ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ БАЛКАМИ ЗМІННОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ

Скорук Л.М., Сібіковський О.В.

Київський національний університет будівництва та архітектури  
пр. Повітрофлотський, 31, 03680, м. Київ  
sibalexon@ukr.net

Охарактеризовані наявні методи розрахунку балок змінного поперечного перерізу. Змодельовані варіанти балок змінного поперечного перерізу зі стержньових, пластинчастих та об'ємних елементів. Зіставлені результати розрахунку різного моделювання балки змінного поперечного перерізу. Визначене армування балки змінного поперечного перерізу від дії рівномірно розподіленого по всій довжині навантаження. Показана можлива теоретична «поверхня руйнування» залізобетонної балки змінного поперечного перерізу. *Ключові слова:* розрахунок, моделювання, каркас, залізобетон, балка, змінний, поперечний, переріз.

**Расчет и моделирование поперечника каркаса из железобетонными балками переменного поперечного сечения.** Скорук Л.М., Сибиковский О.В. Охарактеризованы существующие методы расчета балок переменного сечения. Смоделированы варианты балок переменного сечения со стержневых, пластинчатых и объемных элементов. Сопоставлены результаты расчета различного моделирования балки переменного сечения. Определено армирование балки переменного сечения от действия равномерно распределенной по всей длине нагрузки. Показана возможна теоретическая «поверхность разрушения» железобетонной балки переменного сечения. *Ключевые слова:* расчет, моделирование, каркас, железобетон, балка, переменный, поперечный, сечение.

**Calculation and simulation of the cross-section of the framework from reinforced concrete beams of the variable cross section.** Skoruk L., Sibikovskiy O. The existing methods of calculation of beams of variable cross-section are described. Modified variants of beams of variable cross-section from core, plate and bulk elements. The results of the calculation of different simulation of the beam of variable cross-section are compared. Determine the reinforcement of the beam of variable cross-section from the action of a uniformly distributed throughout the length of the load. The theoretical “surface of destruction” of a reinforced concrete beam of variable cross-section is shown. *Key words:* Calculation, modeling, frame, reinforced concrete, beam, variable, cross-section, section.

**Постановка проблеми.** Розрахунки залізобетонних стержневих конструкцій зі змінною уздовж прольоту жорсткістю можна розділити на 4 групи:

- 1) методи, засновані на розкладанні одиничних епюр згинальних моментів в степеневі ряди [1];
- 2) методи, засновані на апроксимації зміни моменту інерції вздовж прольоту різними (в основному ступеневими) функціями [2];
- 3) методи, засновані на введенні різних коефіцієнтів передачі і приведених геометричних характеристик [3; 4].
- 4) методи з використанням методу скінчених елементів (МСЕ) на ЕОМ.

**Виклад основного матеріалу.** Для стержньових конструкцій із постійною згинальною жорсткістю небезпечні перерізи визначаються по максимальних згинальних моментах. У стержнях змінного перерізу міцність нормальних перерізів і переріз із максимальним згинальним моментом не збігаються [5; 6]. При навантаженнях у вигляді зосереджених сил небезпечними перерізами, скоріше, будуть ті самі перерізи, в яких прикладені ці сили. Для рівномірно розподілених навантажень чи для п'яти і більше зосереджених сил в одному прольоті розташування небезпечного перерізу не очевидне.

Розрахунок прийнятого (рис. 1) поперечника каркасу виконаний із використанням програмного комплексу SCAD [7], для якого і складена розрахункова схема. Розміри несучих елементів каркасу наведені в табл. 1.

Були визначені оптимальні можливі розміри каркасу з використанням балок змінного поперечного перерізу та розташування автомобілів із постійним їх зберіганням [8]. Балки змінного поперечного перерізу закріплені жорстко між собою. При розрахунку прийнято, що всі несучі залізобетонні елементи каркасу виконані з важкого бетону класу С25/30. При армуванні всіх елементів подовжня робоча арматура прийнята класу А500С, поперечна робоча арматура прийнята класу А240С.

Були визначені та прийняті постійні та корисні навантаження та їх комбінації (С1, С2) на залізобетонну балку змінного поперечного перерізу [4; 7].

Було прийнято поперечну раму середнього прольоту багатопролітного залізобетонного каркасу багатоповверхового гаража-стоянки з моделюванням у трьох варіантах ригеля (балки) змінного поперечного перерізу на ЕОМ – це стержньова схема (варіант № 1), пластинчата схема (варіант № 2) та схема з об'ємних елементів (варіант № 3), які наведені на рис. 1а–1в.

Результати розрахунку трьох варіантів каркасу відображені в табл. 2.

Таблиця 1  
Перерізи несучих елементів та навантаження багатопролітного каркасу

Розміри в осях (м)	8,25x16,4 м
Висота поверху ( $H_{\text{пов.}}$ , м)	3,3
Переріз колони ( $b \times h_{\text{кол.}}$ , м)	0,6x0,6
Довжина ригеля ( $L_{\text{риг.}}$ , м)	15,8
Переріз ригеля ( $b \times h_{\text{риг.}}$ , м)	0,6x0,6(h)...0,6x1,1(h)
Постійне без власної ваги (т/м)	4,24
Корисне (т/м)	3,753
Снігове (т/м)	1,534

Схема розрахованого армування для варіанту № 1 розрахунку ригеля (балки) змінного перерізу багатопролітного каркасу багатопверхового гаража-стоянки наведена на рис. 2.

Проведений вище розрахунок поперечників каркасів (варіантів № 1–3) не дає повної інформації для можливості детального аналізу ригеля (балки) змінного перерізу. Розглянувши деформаційні схеми, головні та еквівалентні напруження, а також схему

армування наведених вище розрахунків, було прийнято рішення більше проаналізувати саме схему з об'ємних елементів, бо її результати, на нашу думку, найбільш точно відобразатимуть дійсну роботу елементів та напружено-деформований стан.

Однак, за відсутності можливості армування об'ємних елементів на EOM у SCAD було виконано додаткові розрахункові схеми (варіанти № 4–6), де армування виконувалось з урахуванням їх реального розташування згідно з розрахунком варіанта схеми № 1, за допомогою додатково введених елементів – поздовжніх та поперечних стержнів між об'ємними елементами із заданою жорсткістю, а також введенням металевого двотавра, виконаного із пластинчатих елементів у розтягнутих опорних та прольотних зонах (рис. 3, 4).

Навантаження до розрахункових схем прикладалися етапами, як і при можливих натурних випробуваннях моделей. На кожному етапі навантаження проводився лінійний розрахунок схем, адже, посилаючись на схожі розрахунки [9–12], було зазначено, що врахування фізичної нелінійності не привносить суттєвих змін у характер напружено-деформованого

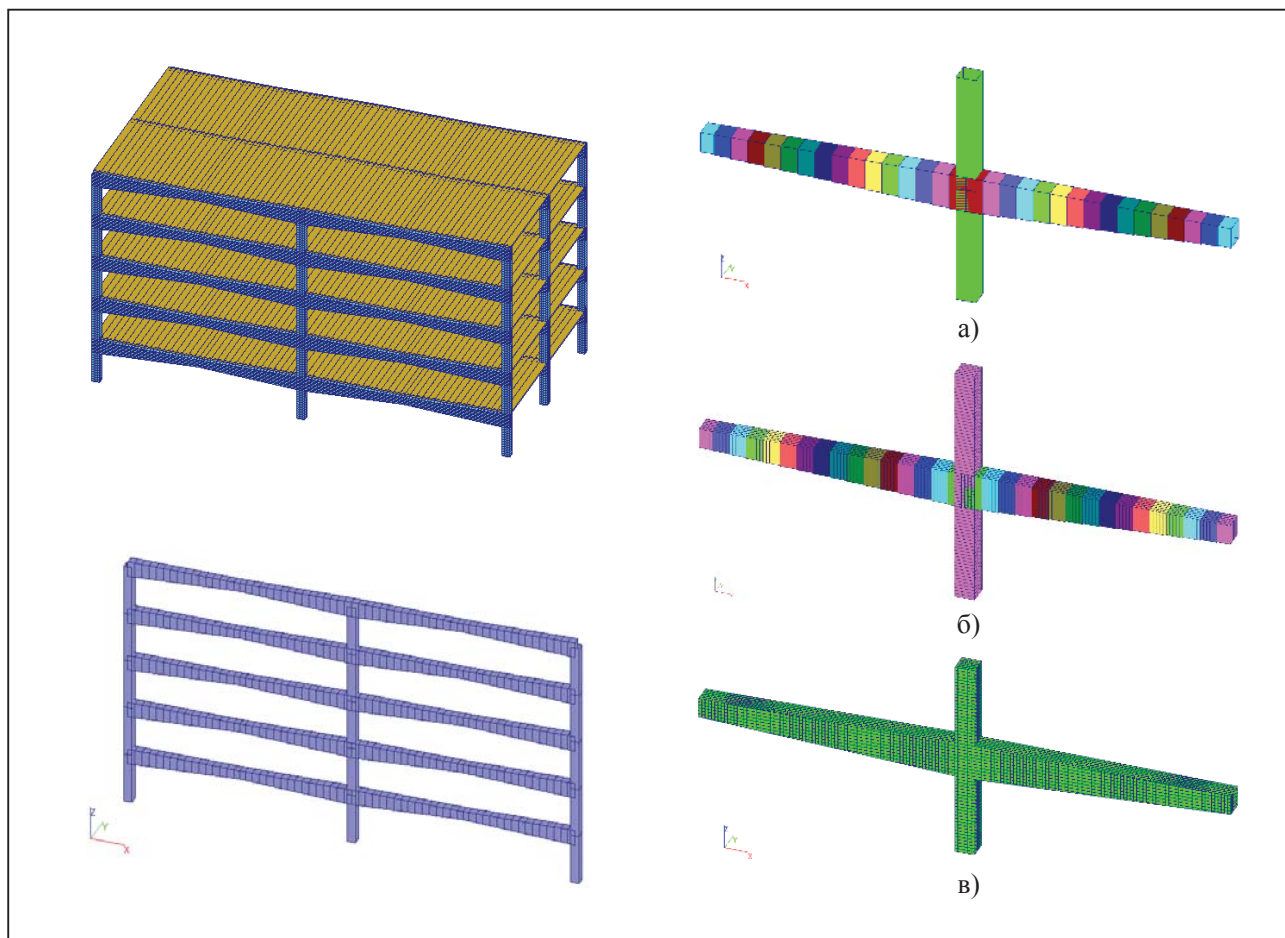


Рис. 1. Прийнятий для розрахунку варіант каркасу та його рамний поперечник і варіанти моделювання балки змінного поперечного перерізу: а) варіант № 1, б) варіант № 2, в) варіант № 3

стану, що дає змогу на початкових етапах дослідження користуватися спрощеним розрахунком на основі програмного комплексу SCAD. Після розрахунку визначалися критичні напруження (граничні розтягуючі або стискаючі напруження в бетоні та арматурних стрижнях) в елементах розрахункової схеми.

У разі виявлення граничних розтягуючих або стискаючих напружень бетону і / або арматури в елементах розрахункової схеми зразок вважається зруйнованим.

Конструкцію балки змінного поперечного перерізу можна вважати зруйнованою, якщо для класів бетону С25/30 та арматури А500С:

– напруження стиску бетону сягнуло значення  $f_{cd} = 17,0 \text{ МПа}$  ( $-1732,9 \text{ т/м}^2$ );

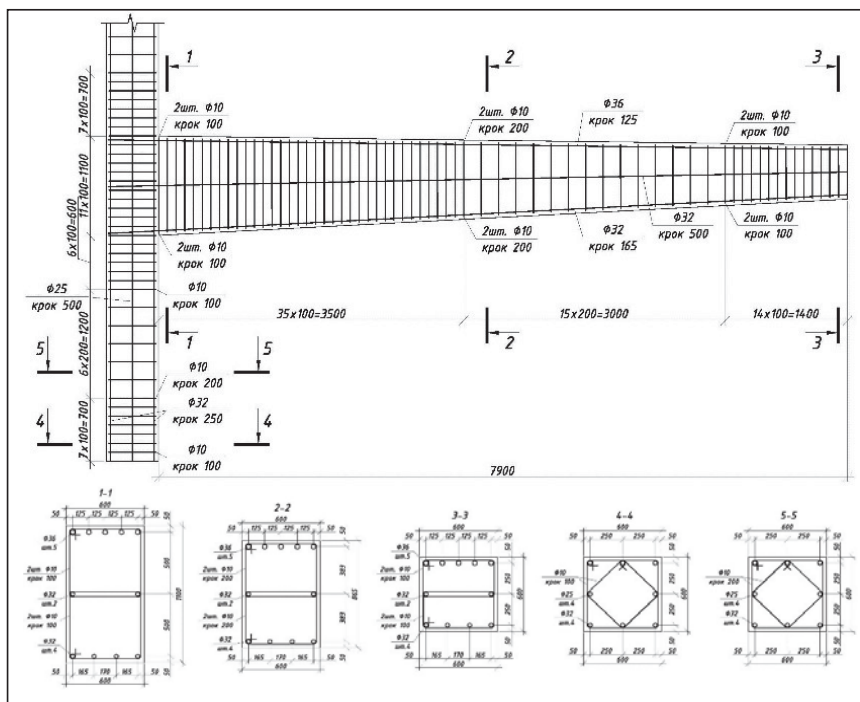


Рис. 2. Арматура згідно з розрахунком балки (ригеля) та колони поперечника каркасу багатопролітного гаража-стоянки за стрижньовою розрахунковою схемою

Таблиця 2

Зведена таблиця результатів розрахунку багатопролітного каркасу багатопверхового гаража-стоянки з балками змінного перерізу

Варіант схеми		№ 1	№ 2	№ 3
Сумарне навантаження рами, т	Fz	1466,65	1467,59	1468,19
Переміщення в прольоті, мм	Δz (комбінація С1)	-17,53	-20,23	-17,81
Повздовжня сила, т	N <sub>max</sub>	+18,49		
Поперечна сила, т	на опорі	Q <sub>z,оп.,max</sub>	78,54	
	в прольоті	Q <sub>z,пр.,max</sub>	-5,58	
	на опорі	M <sub>у,оп.,max</sub>	-263,61	
Момент, т*м	в прольоті	M <sub>у,пр.,max</sub>	67,02	
	на опорі	S <sub>1</sub> (S <sub>2max</sub> )	3,31	91,47
		S <sub>2</sub> (S <sub>3max</sub> , S <sub>4</sub> )	69,51	193,82
IW <sub>1</sub> (AW <sub>x,y</sub> )		11,36	-	
Армування, см <sup>2</sup>	в прольоті	S <sub>1</sub> (S <sub>2max</sub> )	32,49	27,53
		S <sub>2</sub> (S <sub>3max</sub> , S <sub>4</sub> )	1,81	153,18
		IW <sub>1</sub> (AW <sub>x,y</sub> )	0,99	-
Відсоток армування, %	на опорі (по X+по Y)	1,16	3,24+6,86	
	в прольоті (по X+по Y)	1,85	0,97+5,42	
Напруження, т/м <sup>2</sup>	σ1 (комбінація С2)		-1162,9... 2744,7	-704,6... 4922,9
	σ2 (комбінація С2)		-	-1872,1... 1246,1
	σ3 (комбінація С2)		-3336,9... *821,2	-4873,7... *799,0

–напруження розтягнення бетону сягнуло значення  $f_{ctd} = 1,8 \text{ МПа}$  ( $183,5 \text{ т/м}^2$ );

– напруження розтягнення арматурного стержня сягнуло межі текучості  $f_{yd} = 355 \text{ МПа} = (36187,6 \text{ т/м}^2)$ .

З огляду на те, що введення «металевого» двотавра в розрахункові схеми (варіант № 5 та № 6) не дає значного впливу на отримані результати, то результат обчислення головних розтягуючих (стискаючих) напружень у програмному комплексі SCAD представлений для розрахункового варіанту № 4 на рис. 6.

Для визначення «поверхні руйнування» умовно вирізані опорна і прольотна частини балки (рис. 7) і розглянуті характерні повздовжні розрізи з максимальними значеннями головних розтягуючих напружень.

На основі виконаного аналізу ізополів головних розтягуючих і стискаючих напружень, а також із врахуванням напрямку головних площадок розтягуючих і стискаючих напружень зображена складена можлива «поверхня руйнування» балки змінного поперечного перерізу від дії рівномірно розподіленого навантаження (рис. 8).

Процес деформування залізобетонного згинального елемента можна описати такими етапами:

- Етап 1. До утворення тріщини.
- Етап 2. Перехід від стану без тріщини до стану з тріщиною.
- Етап 3. Стабілізація тріщини.
- Етап 4. Зростання тріщини.
- Етап 5. Руйнування елемента.

Як критерій для визначення розташування тріщин у балці використаний силовий фактор: тріщини утворюються в матеріалі при досягненні значень головних розтягуючих напружень, рівних межі міцності на розтяг. Цей підхід базується на основних положеннях першої теорії міцності (теорія найбільших нормальних напружень). За допомогою напрямку головних майданчиків розтягуючих (стискаючих) напружень визначено напрям розвитку тріщин.

Значення базової відстані між нормальними тріщинами  $l_s$  визначається за формулою і приймається не менше  $10d_s$  і  $10 \text{ см}$  і не більше  $40d_s$  і  $40 \text{ см}$  [13]. На основі формули та вказаних обмежень, а також із посиланнями на проведені розрахунки [12] у варіант № 4 моделювання балки змінного поперечного пере-

різу було введено «нормальні тріщини» (виконані розриви між об'ємними елементами, з максимальною та мінімальною між ними відстанню  $40 \text{ см}$  і  $20 \text{ см}$ ) та складено дві розрахункові схеми – варіант № 7 та № 8.

Розриви між об'ємними елементами виконувались до «поверхні руйнування» балки, яка не переходила за центральну вісь балки змінного поперечного перерізу. Схеми розташування введених розривів

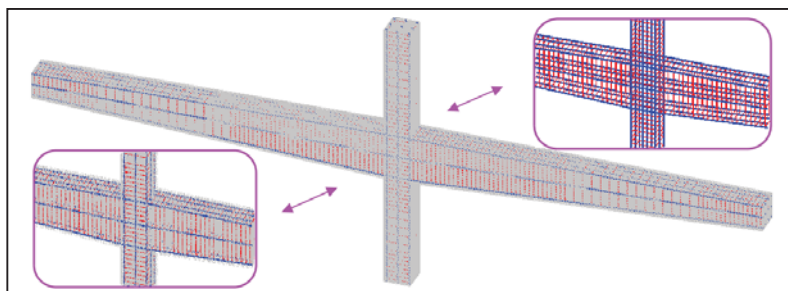


Рис. 3. Варіант моделювання № 4 з додатковими поперечними та повздовжніми «арматурними» стержнями

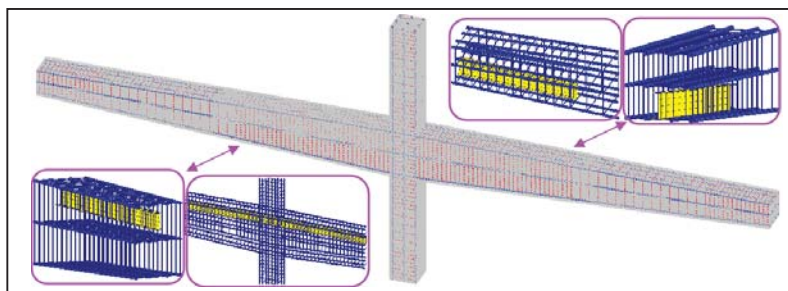


Рис. 4. Варіанти моделювання № 5 та № 6 з додатковими поперечними та повздовжніми «арматурними» стержнями та металевим двотавром

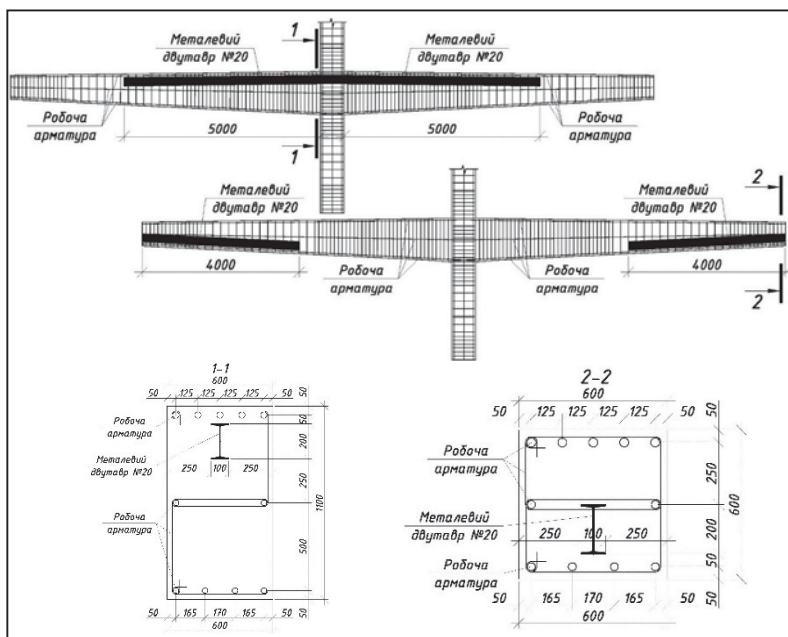


Рис. 5. Геометричні схеми та місця введення металевого двотавра варіантів № 5 та № 6 балки змінного поперечного перерізу

(нормальних тріщин) у зоні можливої «поверхні руйнування» залізобетонної балки змінного поперечного перерізу представлені на рис. 9.

Деформаційна схема відповідно до статичної схеми та відкриття введених прорізів (нормальних

тріщин) балки змінного поперечного перерізу представлені на рис. 10.

Ізополю зон перенапруження розтягу бетону для розрахункового варіанту № 7 відображені на рис. 11.

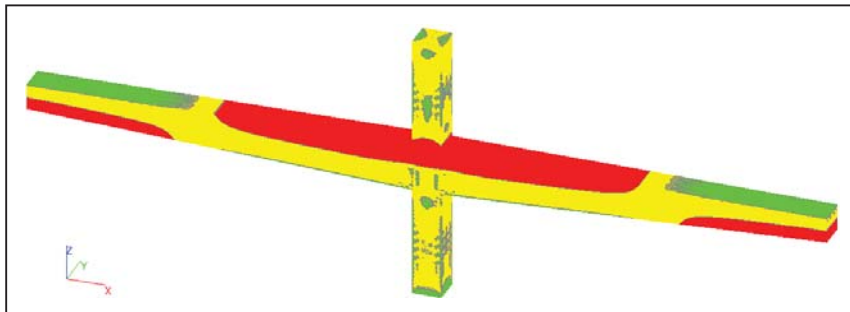
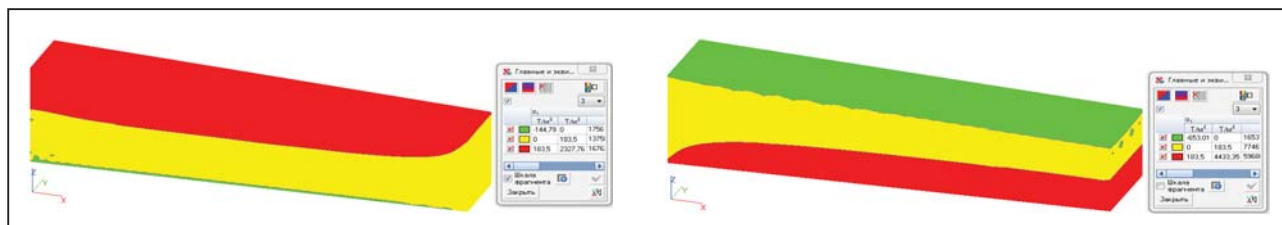


Рис. 6. Ізополю головних розтягуючих і стискаючих напружень варіанту № 4.  
 – ізополю головних граничних (перевищуючих) розтягуючих напружень;  
 – умовне позначення розділення напруження;  
 – ізополю головних стискаючих напружень



а) опорна частина балки

б) прольотна частина балки

Рис. 7. Умовно вирізані ділянки балки змінного поперечного перерізу з максимальними розтягуючими напруженнями

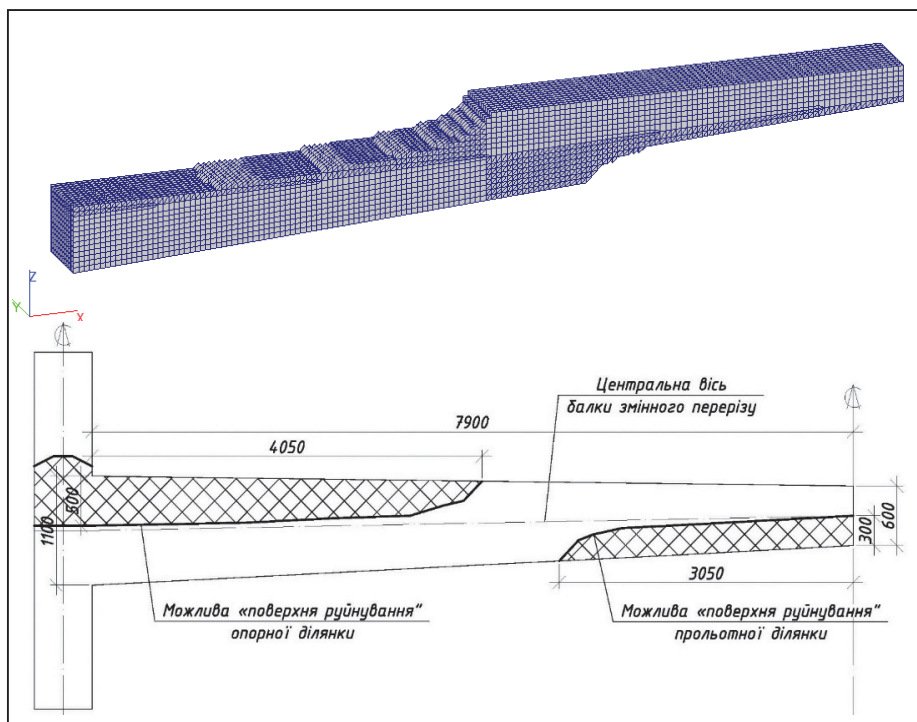


Рис. 8. Можлива «поверхня руйнування» балки змінного поперечного перерізу від дії рівномірно розподіленого навантаження

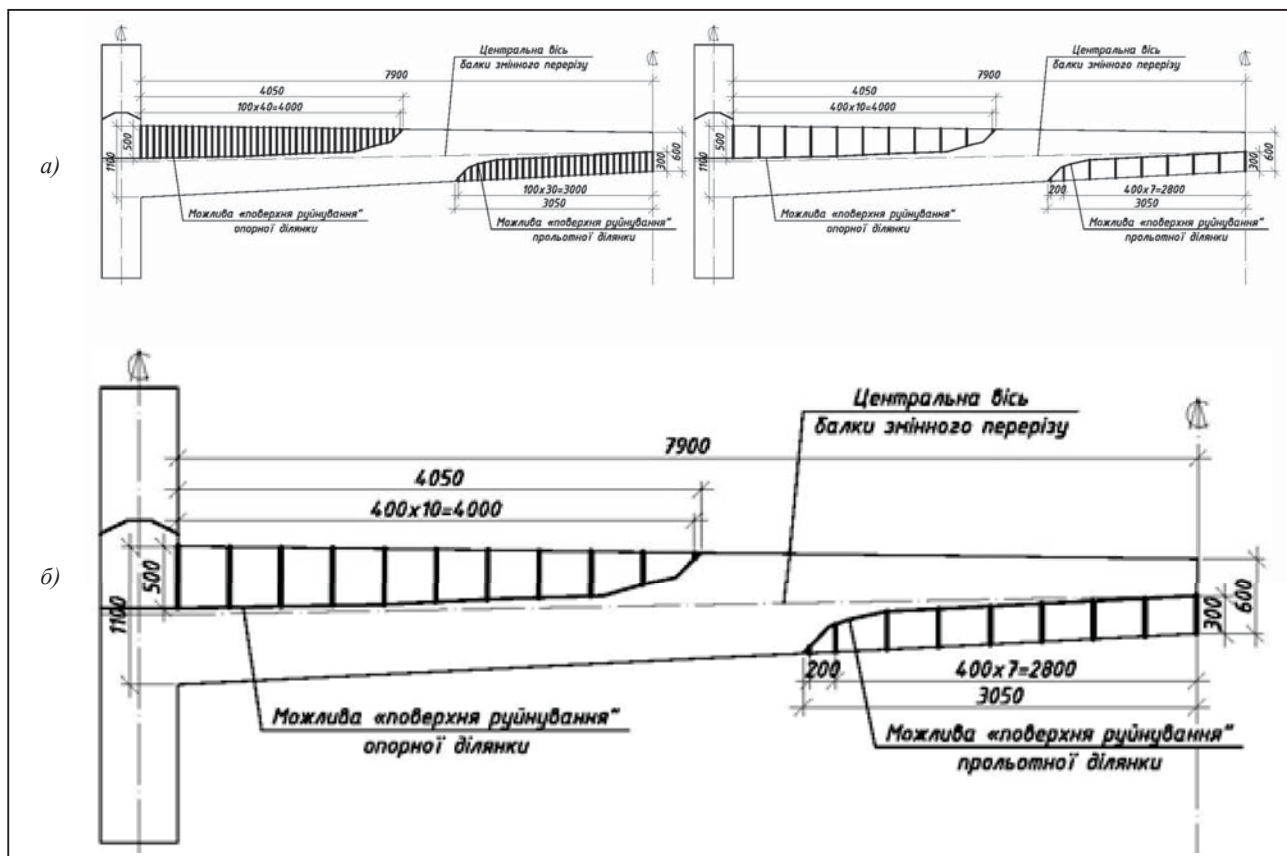


Рис. 9. Схеми розташування введених розривів (нормальних тріщин) у зоні можливої «поверхні руйнування» залізобетонної балки змінного поперечного перерізу: а) 10 см, б) 40 см

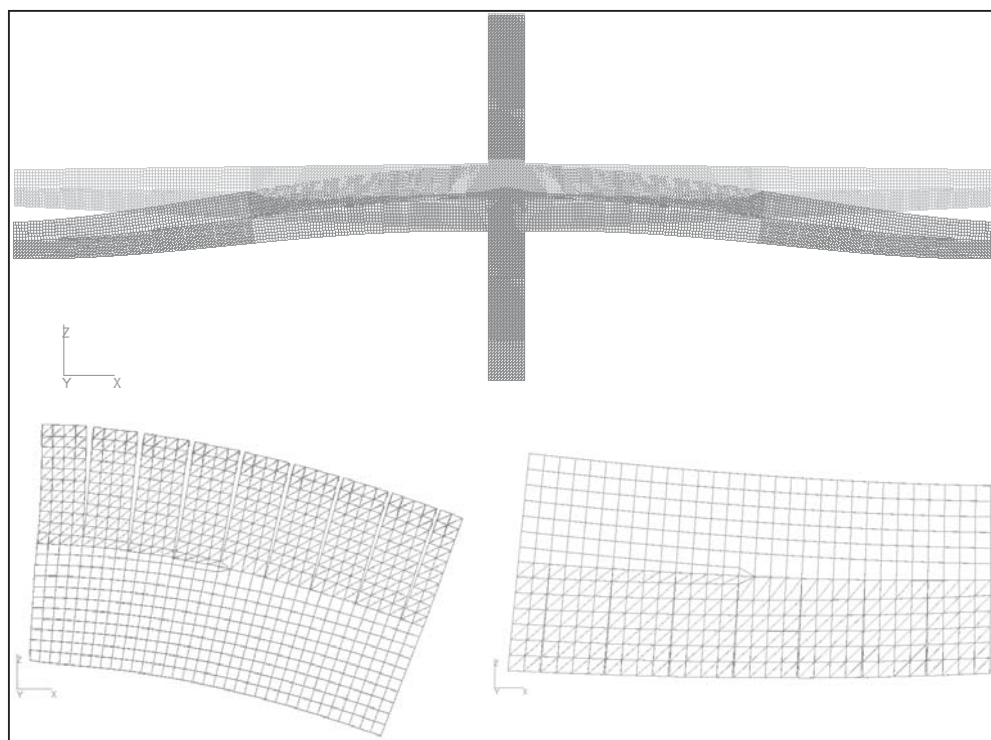


Рис. 10. Деформаційна схема та відкриття введених прорізів (нормальних тріщин) балки змінного поперечного перерізу

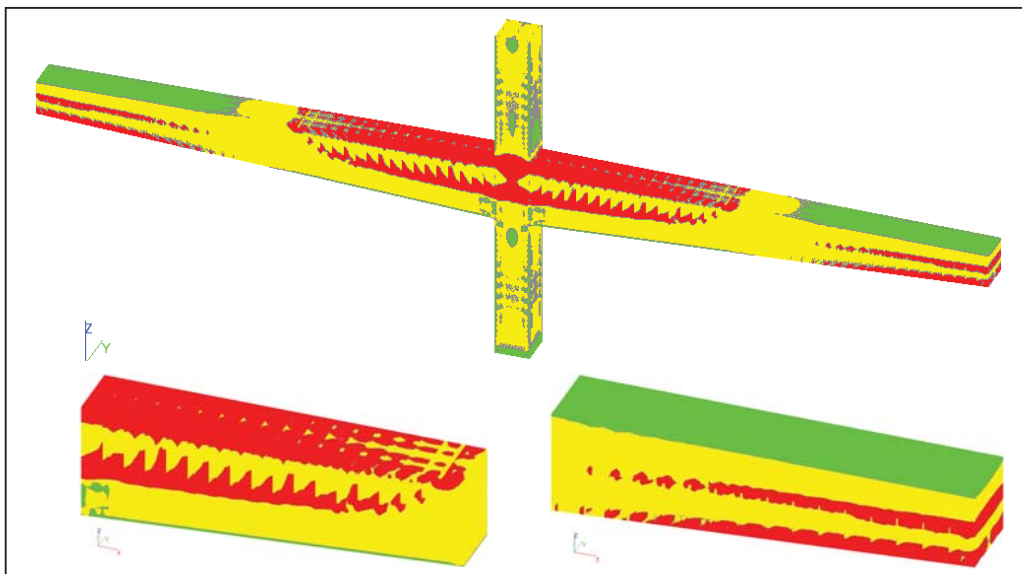


Рис. 11. Відображення ізополів зон перенапруження розтягу бетону для розрахункового варіанту № 7

Таблиця 3

**Зведена таблиця результатів розрахунку багатопролітного каркасу багатоповерхового гаража-стоянки з балками змінного перерізу**

Варіант схеми		№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	№ 8
Сумарне навантаження рами, (т)	Fz	1460,32	1482,03	1483,42	1483,92	1482,19	1482,19
Переміщення в прольоті, (мм)	$\Delta z$ (C1)	-15,39	-13,14	-13,05	-13,06	-28,72	-24,29
Епюри зусиль, (т)	N (C2)	-	-9,32... 10,39	-9,29... 10,38	-9,3... 10,2	-14,9... 48,47	-13,5... 52,92
	Qz (C2)	-	-0,03... 0	-0,02... 0,03	-0,02... 0,03	-0,03... 0,09	-0,04... 0,1
	Qy (C2)	-	-0,67... 0,57	-0,67... 0,57	-0,67... 0,57	-4,19... 3,8	-3,64... 4,08
	M <sub>y,z</sub> (C2)	-	-1,12... 0,95	-1,12... 0,95	-1,12... 0,95	-2,44... 2,32	-2,61... 2,47
Напруження, (т/м <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (C2)	-704,6... 4922,9	-653,01... 4433,3	-656,2... 4419,3	-655,4... 4432,3	-939,4... 7925,4	-841,6... 8525,3
	$\sigma_2$ (C2)	-1872,1... 1246,1	-1672,11... 1102,5	-1666,6... 1099,1	-1668,1... 1096,2	-2623,9... 2588,1	-2394,7... 2666,3
	$\sigma_3$ (C2)	-4873,7... 799,0	-4394,92... 737,2	-4401,5... 734,9	-4399,6... 726,8	-6457,6... 428,6	-6054,4... 454,6

Результати розрахунку варіантів моделювання розрахункових схем № 3–8 наведені в табл. 3.

Відповідно до результатів розрахунків всіх 6 варіантів моделювання балки змінного перерізу з об'ємних елементів при розрахунку за допомогою МСЕ руйнування відбулося при вичерпанні межі міцності бетону на розтяг у верхній зоні опорної ділянки балки змінного поперечного перерізу або в нижній зоні прольотної ділянки балки змінного поперечного перерізу.

**Головні висновки.** Аналізуючи отримані результати розрахунку різного моделювання балки змінного перерізу, можна зробити такі висновки:

1. Створення ряду розрахункових схем залізобетонного ригеля змінного поперечного перерізу з стержньових, пластинчастих та об'ємних елементів дало змогу визначити переміщення від комбінацій, зусилля в елементах ригеля та виконати армування, в обчислювальному комплексі SCAD.

2. При порівнянні розрахункових схем змодельованих зі стержневих, пластинчатих та об'ємних елементів з'ясовано неможливість повного зіставлення результатів розрахунку цих варіантів розрахункових схем в обчислювальному комплексі SCAD.

3. У розрахункових схемах моделювання балки змінного поперечного перерізу з об'ємних та стрижневих елементів виконана спроба ввести умови, за яких у балці змінного поперечного перерізу з'явля-

ються та є нормальні тріщини, що дає змогу проаналізувати подальший НДС цієї конструкції.

4. На основі числового експерименту та проведених аналізів допускається можливість визначити вид, форму, а також довжину передбачуваної «поверхні руйнування» залізобетонної балки змінного поперечного перерізу, яка може бути при натурному випробуванні такої конструкції від дії рівномірно розподіленого навантаження. Знаючи поверхню руйнування, можна визначити оптимальне армування.

### Література

1. Геммерлинг А.В. Расчет стержневых систем. М.: Стройиздат, 1974. 207 с.
2. Шандрук П.П. Деформативность железобетонных балок переменного сечения с учетом сдвига. Строительство. Известия вузов. 1991. № 10.
3. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / В.Я. Бачинский, А.Н. Бамбура и др. Киев: НИИСК, 1987. 24 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К. 2009.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. 4-е изд., перераб. М.: Стройиздат, 1985. 728 с.
6. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. М.: Стройиздат, 1986. 316 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ. 2006 р.
8. ДБН В.2.3-15-2007. Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. К.: Мінбуд України, 2007. 37 с.
9. Бахотский И.В. Прочность фиброжелезобетонных конструкций в условиях кручения с изгибом: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Санкт-Петербург, 2013. 21 с.
10. Розрахунок плоского залізобетонного збірно-монолітного перекриття з круглопустотними плитами і монолітними ригелями за допомогою ПК SCAD / О.Л. Буцька, М.В. Савицький. Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. 2013. № 1–2. С. 9–13.
11. Самохвалова Е.О., Иванов А.Д. Стык колонны с безбалочным безкапитальным перекрытием в монолитном здании. Инженерно-строительный журнал. 2009. № 3.
12. Кукушкин И.С., Любимов И.Ю. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с трещинами в ВК SCAD Office v.21. НИП-ИНФОРМАТИКА, Иваново. С. 32.
13. Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. 3-е издание. М: Издательство АСВ, 2015. 816 с.