

## ОЦІНЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВУЗЛІВ З'ЄДНАННЯ СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ МОНОЛІТНИМ БЕЗКАПІТЕЛЬНИМ ПЕРЕКРИТТЯМ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ ПРИКЛАДНОГО ПРОГРАМНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ

*У статті наведено аналіз напружено-деформованого стану вузлів з'єднання сталобетонних колон із монолітним безкапітельним перекриттям та деякі методи розрахунку вузла за допомогою програмного забезпечення “Ліра-Windows” та “SCAD”.*

*В статтє проведен анализ напряженно-деформированного состояния узлов соединения сталобетонных колон с монолитным бескапительным перекрытием, а также даны некоторые методы расчета узла с помощью программного обеспечения “Лира-Windows” и “SCAD”.*

*In article the analysis is intense-deformed conditions of knots of connection of steel-concrete columns with monolithic without no capital overlapping, and also some methods of calculation of knot by means of software Lira-Windows that SCAD is carried out.*

**Ключові слова:** *напружено-деформований стан, сталобетонні колони, монолітне безкапітельне перекриття.*

**Постановка проблеми.** У зонах з'єднання сталобетонних колон із монолітним безкапітельним перекриттям для проведення розрахунків виникає необхідність оцінювання напружено-деформованого стану цієї зони, тому що тут відбувається концентрація згинальних моментів і перерізувальних сил. Правильність оцінки дає можливість забезпечити достатню міцність конструкції та необхідну кількість армування.

**Аналіз публікацій.** Проблемами дослідження напружено-деформованого стану стиків колон із монолітним перекриттям у різні роки займалися такі дослідники, як С.М. Анпилов [1], А.Я. Барашиков [2, 3], О.С. Городецький [4, 5], В.С. Дорофєєв [6], О.С. Залесов [7], Є.Б. Зелівянський [8], В.С. Кузнєцов [9], Є.Г. Плясунов [10], Л.І. Стороженко [10], О.Н. Тетіор [13], М.М. Трьокін [14] та інші.

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** На даний час не визначено чіткої методики розрахунку вузла з'єднання сталобетонної колони з монолітним безкапітельним безбалковим перекриттям. Удосконалення методики розрахунку повинне привести до зменшення насиченості арматурою безкапітельного стику колони з монолітним перекриттям.

**Формулювання цілей статті.** Мета статті полягає в аналізі діючих методик розрахунку вузла з'єднання сталобетонної колони з монолітним безкапітельним безбалковим перекриттям.

**Виклад основного матеріалу.** Для вирішення поставленої задачі була сформована розрахункова модель (рис. 2) триповерхової будівлі з безбалковим перекриттям із монолітного залізобетону. Крок колон 6 м. Висота першого поверху 5 м, решта 3 м. Розмір кінцевих елементів 0,5 x 0,5 м.

Одним із вирішальних факторів при визначенні напружено-деформованого стану вузлового з'єднання монолітного залізобетонного перекриття зі сталобетонною колоною із застосуванням рекомендацій [7] є врахування згинальних моментів сумісно з поперечними силами, визначення яких можливе з використанням сучасних програмних комплексів.

Для проведення розрахунків застосовують такі комплекси, як "Ansys", "Cosmos", "Robot Millennium", "Мономах" та ін. Найбільш поширеними та апробованими є "Lira-Windows" [4, 16] та "SCAD", які й були використані для вирішення задачі (рис. 3, 4).

Конструкція розглядається як система рам із жорсткими вузлами, розташованими у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

У монолітній конструкції кожна рама формується колонами та половою перекриття, яка дорівнює по ширині відстані між серединами двох прогонів, суміжних до відповідного ряду колон.

Безбалкову конструкцію рекомендується розраховувати на навантаження, рівномірно розподілені по всьому перекриттю або його частині.

Кількість арматури в елементах конструкцій монолітних залізобетонних споруд визначається розрахунком із виконанням вимог першої (за несучою здатністю) та другої (тріщиностійкості та деформативності) груп граничних станів відповідно до вказівок СП 52-101-2003, СП 52-103-2007.

Розрахунок армування виконується за зусиллями, які відповідають граничним станам конструкцій будівель у цілому. Розрахункові схеми повинні відповідати прийнятим конструктивним рішенням (рис. 1).

Зусилля та деформації визначаються з урахуванням можливого виникнення тріщин і непружних деформацій у бетоні й арматурі (фізична нелінійність), а також з урахуванням деформованого стану конструкції перед руйнуванням (геометрична нелінійність) [14].

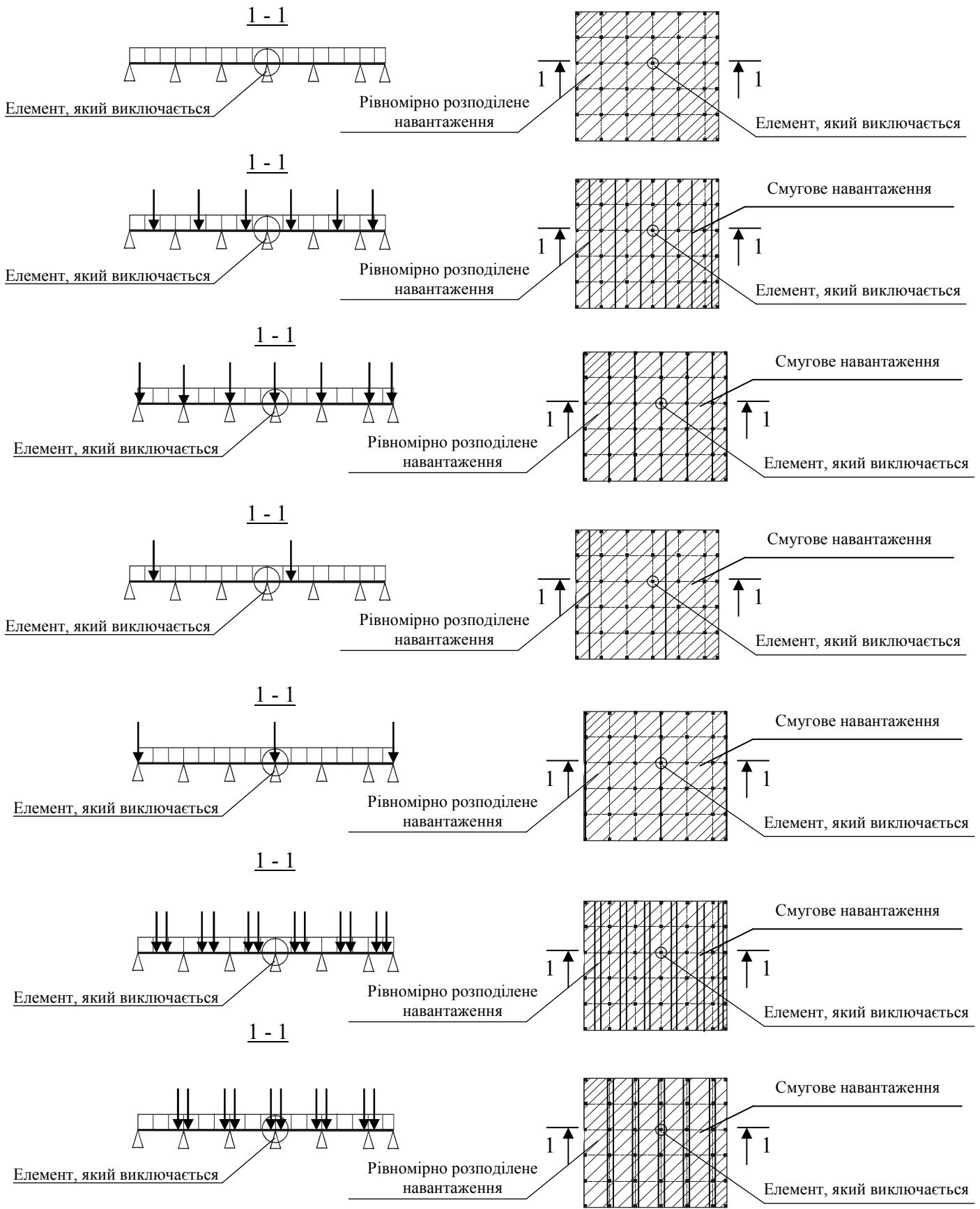


Рис. 1. Розрахункові схеми навантаження

У наш час важливим є виконання вимог із захисту будівель від прогресуючого руйнування у випадку локального руйнування несучих конструкцій у результаті виникнення аварійних надзвичайних ситуацій.

Стійкість будівель проти руйнування повинна перевірятися розрахунком та забезпечуватися конструктивними заходами. Розрахунок стійкості каркасних будівель необхідно проводити при найбільш небезпечній схемі локального руйнування. Такою є руйнування колон або колон із стінами, що примикають, на одному повершу на площі локального руйнування [11].

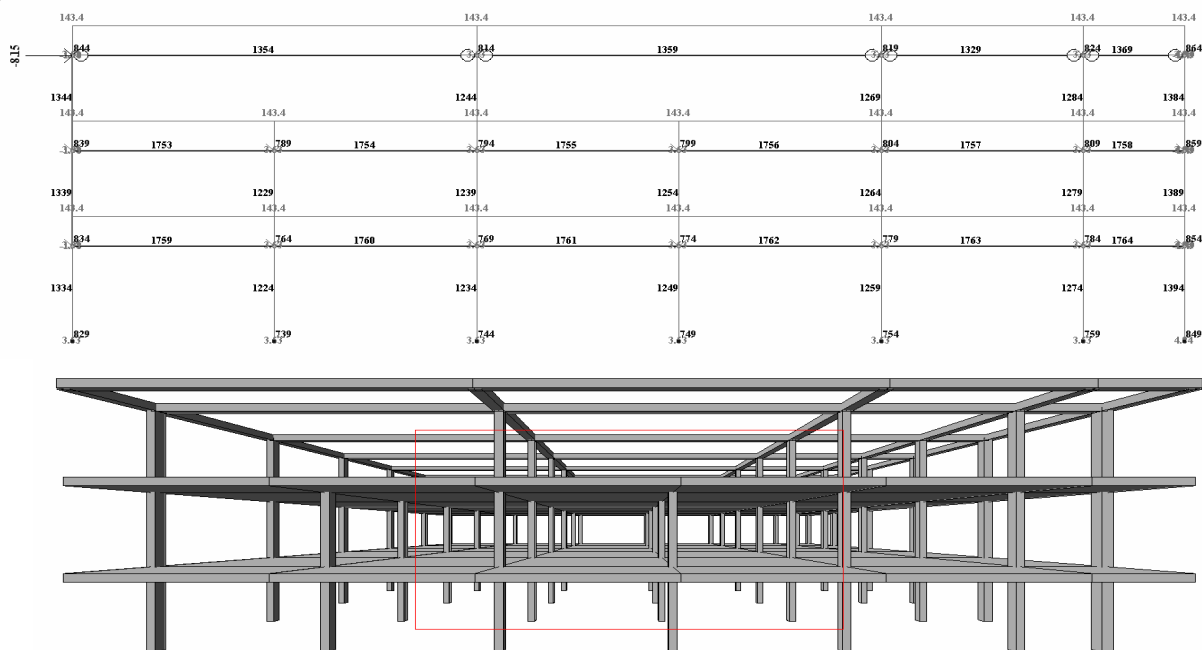
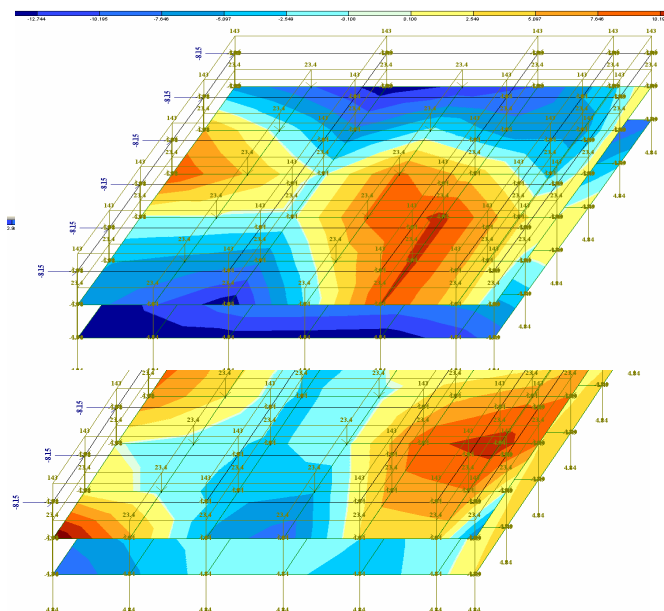


Рис. 2. Розрахункова модель триповерхової будівлі з безбалковим перекриттям із монолітного залізобетону, створена за допомогою комплексу “Lira-Window”

Навантаження, які діють на перекриття, можуть бути приблизно зведені до еквівалентних рівномірно розподілених навантажень за згинальними моментами, поперечними силами або деформаціями залежно від граничних станів, за котрими проводиться розрахунок. При розрахунку окремих частин конструкції (наприклад, на продавлювання) необхідно враховувати дійсний характер навантаження.

а)



б)

в)

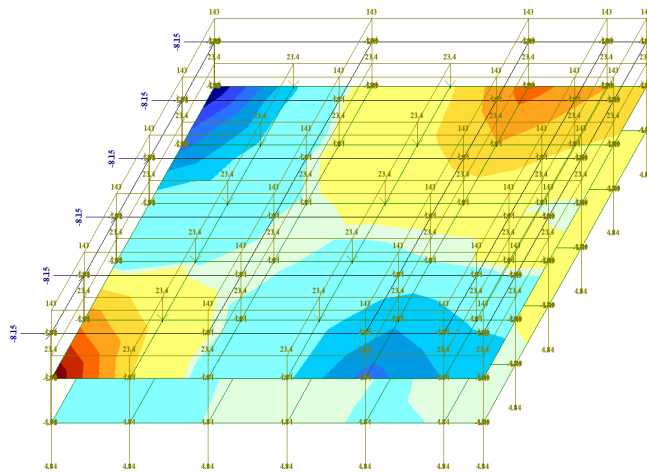


Рис. 3.  
рами в  
“Ліра-  
а)

Результати розрахунку  
програмному комплексі  
Windows”:  
ізоповерхня напружень

по  $M_x$ ; б) ізоповерхня напружень по  $M_y$ ;  
в) ізоповерхня напружень по  $M_x$

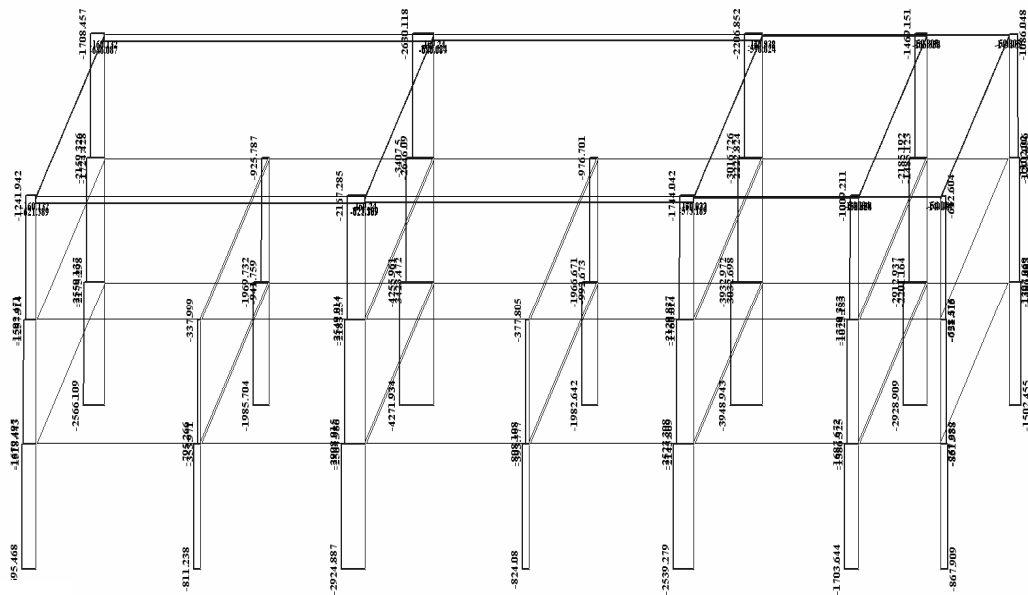


Рис. 4. Епюра поздовжніх сил за результатами розрахунку рами в  
програмному комплексі “Ліра-Windows”

При розрахунку стійкості каркасних будівель за найбільш небезпечною схемою локального руйнування розрахункові значення моментів та поперечних сил збільшуються на 10 – 20 %.

Потрібна міцність перекриття повинна забезпечуватися при будь-якому розташуванні лінійних пластичних шарнірів на розрахунковій смузі.

При визначенні розрахункового навантаження середньої смуги перекриття передбачають, що в розглянутій смузі утворюються пластичні шарніри, паралельні осі цієї смуги: один пластичний шарнір у прогоні з розкриттям тріщин знизу та по одному лінійному пластичному шарніру біля опор із розкриттям тріщин зверху.

Для конструкції має виконуватися умова

$$\frac{q l_y (l_x - 2c_x)^2}{8} \leq R_a (F_k z_k + F_n z_n) \quad (1)$$

або

$$q \leq p = \frac{8R_a (F_k z_k + F_n z_n)}{l_y (l_x - 2c_x)^2}, \quad (2)$$

де  $q$  – задане розрахункове рівномірно розподілене навантаження на перекриття;

$p$  – граничне розрахункове рівномірно розподілене навантаження при прийнятому армуванні елементів конструкції;

$l_x$  – розмір панелі в напрямі, перпендикулярному осі розглянутої смуги;

$l_y$  – розмір панелі в напрямі вздовж смуги;

$c_x$  – відстань від крайнього пластичного шарніра до найближчого до нього ряду колон;

$F_k$  – площа перетину верхньої арматури в кожному крайньому шарнірі;

$F_n$  – площа перетину нижньої арматури в середньому пластичному шарнірі (в прогоні);

$z_k$  і  $z_n$  – плечі внутрішніх пар відповідно в крайньому та середньому пластичних шарнірах.

На підставі чинного в Україні СНиП 2.03.01-84 (п.3.42) розрахунок на продавлювання плитних конструкцій повинен здійснюватися з умови

$$F \leq F_b + 0,8F_{sw}, \quad (3)$$

але не більше  $2 F_b$ .

$$F_b = \alpha R_{bt} h_0, \quad (4)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, котрий приймають рівним для бетону:

важкого 1,00;

дрібнозернистого 0,85;

легкого 0,80;

$u_m$  – середньоарифметичне значення периметрів верхньої та нижньої основ піраміди, яка виникає при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу (рис. 5).

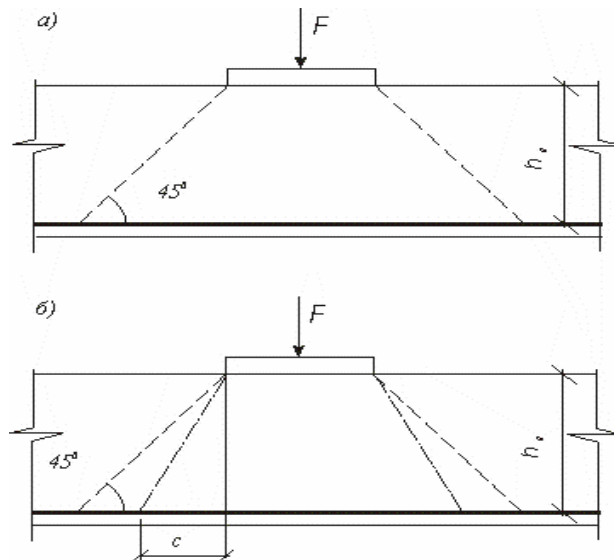


Рис. 5. Схеми для розрахунку залізобетонних елементів на продавлення

Одна з методик розрахунку плит на продавлення від спільної дії зосередженої сили та зосередженого моменту при розташуванні колони всередині площі плити була запропонована науковцями лабораторії теорії залізобетону НДІЗБ Росії [7].

Розрахунок плит при дії зосереджених моментів у двох взаємно перпендикулярних напрямках X та Y проводиться за умови

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1, \quad (5)$$

де  $M_x$  та  $M_y$  – зосереджені моменти від зовнішнього навантаження, що діє на плиту в напрямках X та Y. Розмір зосередженого моменту, який ураховується в розрахунку плити на продавлення,  $M = \frac{1}{2} M_{loc}$  ;

$M_{loc}$  – зосереджений момент, котрий вираховується за формулою

$$M_{loc} = M_1 + M_2 \pm M_q ; \quad (6)$$

$M_{b,ult}$  – граничний момент, який сприймає бетон розрахункового поперечного перерізу плити. Він визначається за формулою

$$M_{b,ult} = R_{bt} \cdot W_b \cdot h_0, \quad (7)$$

де  $W_b$  – момент опору контуру бетону розрахункового поперечного перерізу плити з розмірністю – одиниця довжини у квадраті ( $\text{мм}^2$ ,  $\text{см}^2$  і т.д.), розташованого на відстані  $\frac{1}{2} h_0$  від контуру поперечного перерізу колони;

$M_{sw,x,ult}$  та  $M_{sw,y,ult}$  – граничні моменти, які сприймає поперечна арматура розрахункового поперечного перерізу плити в напрямках X і Y.

$$M_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw}, \quad (8)$$

де  $q_{sw}$  – зусилля в поперечній арматурі на одиницю довжини розрахункового контуру поперечного перерізу плити, розташованої рівномірно по периметру розрахункового контуру;

$W_{sw}$  – момент опору контуру поперечної арматури розрахункового поперечного перерізу плити, який приймається рівним моменту опору  $W_b$ .

**Висновки.** Проведений аналіз одержаних результатів розрахунків рами за допомогою програмних комплексів “Ліра-Windows” та “SCAD” показав різницю при визначенні розрахункових моментів приблизно на 20 %, “SCAD” дає дещо завищені значення.

При розрахунку стійкості моделі триповерхової будівлі з безбалковим перекриттям із монолітного залізобетону, створеної за допомогою комплексу “Ліра-Windows”, при найбільш небезпечній схемі локального руйнування розрахункові значення моментів та поперечних сил збільшуються на 10 – 20 %.

Аналіз нормативної літератури показує недостатність досліджень вузлів сталобетонних колон із монолітним безкапітельним безбалковим перекриттям та неврахування ними низки чинників.

У нормативних документах відсутні загальні методики розрахунків монолітної безбалкової плити перекриття на продавлювання в місці з’єднання зі сталобетонною колоною.

Одним із вирішальних факторів при визначенні напружено-деформованого стану вузлового з’єднання монолітного залізобетонного перекриття зі сталобетонною колоною із застосуванням рекомендацій [7] є врахування згинальних моментів сумісно з поперечними силами, визначення яких можливе з використанням сучасних програмних комплексів.

#### Література

1. Анпилов С.М. Здания с эффективным монолитным безбалочным каркасом. Экспериментальные и теоретические исследования, методы расчета и возведения : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня д-ра техн. наук / С.М. Анпилов. – Пенза, 2005. – 33 с.
2. Барашиков А.Я. Методика розрахунку залізобетонних конструкцій за деформаційною моделлю згідно з проектом нових норм України / А.Я. Барашиков. – К., 2005. – 6 с.
3. Барашиков А.Я., Визначення локальної міцності залізобетонної плити / А.Я. Барашиков, Д.А. Коришонов // Будівництво України. – 2005. – №4. – С.9 – 12.
4. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: Факт, 2006. – 344 с.
5. Городецкий Д.А. Интеллектуальная компьютерная система проектирования строительных сооружений из монолитного железобетона: дис... канд. техн. наук: 05.13.12 / Д.А. Городецкий; Киевский гос. НИИ автоматизированных систем строительства (НИИАСС Госстроя Украины). – К., 1999. – 131 с.
6. Дорофеев В.С. Расчет и конструирование безбалочных бескапительных монолитных перекрытий / В.С. Дорофеев, Ю.В. Заволока, В.М. Кобринец // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2006. – Вип. 21. – С. 214–217.
7. Залесов А.С. Научно-технический отчет по теме: Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, А.С. Махно. – М., 2002. – 55 с.



8. Зеливянский Е.Б. *ArchiCAD Structure CAD (SCAD) Переход от архитектурного решения к расчетной схеме* / Е.Б. Зеливянский, В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов. – М., 2003. – 6 с.
9. Кузнецов В.С. *Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций: учебное пособие* / В.С. Кузнецов – М.: АСВ, 2002. – 128 с.
10. Плясунов Е.Г. *Бескапитальный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук* / Е.Г. Плясунов. – Красноярск, 2006. – 20 с.
11. *Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения.* – М.: ГУП НИИАЦ, 2005. – 136 с.
12. Стороженко Л.И. *Железобетонные конструкции с внешним армированием* / Л.И. Стороженко. – К.: УМК ВО, 1989. – 99 с.
13. Тетиор А.Н. *Расчет на продавливание должен быть исключен из норм* / А.Н. Тетиор // *Бетон на рубеже 3-го тысячелетия: материалы 1-й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона.* – М.: Асс. "Железобетон", 2001. – С. 721–732.
14. Тихонов И.Н. *Армирование элементов монолитных железобетонных зданий: пособие по проектированию* / И.Н. Тихонов. – М.: Стройиздат, 2007. – 170 с.
15. Трёкин Н.Н. *Учет податливости узловых сопряжений в железобетонных конструктивных системах [Электронный ресурс]* / Н.Н. Трёкин. – Вестник ВНИИЖТ. – Режим доступа: <http://www.css-rzd.ru/vestnik%2Dvniizht/v2003-5/v5-3.htm#>.
16. Кривошеев П.І. *САПР в будівництві: вибір розрахункових схем і визначення внутрішніх зусиль в елементах будівельних конструкцій із застосуванням програмного комплексу "Ліра": навчально-методичний посібник для студ. спец. 7.092101* / П.І. Кривошеев, С.О. Пискунов; Київ. нац. ун-т будівництва та архітект. – К., 2003. – 46 с.

Надійшла до редакції 4.03.2009

© О.В. Семко, Т.А. Дмитренко