

Із графіків порівняння зусиль видно, що жорсткість ригеля значно впливає на зусилля, які виникають в плиті при врахуванні сумісної роботи плит. Тобто при розрахунку диску перекриття обертового однією стороною на ригель з ураху-

ванням сумісної роботи плит необхідно враховувати жорсткість ригеля, яка значно зменшує ефект просторової роботи плит перекриття.

В статье доказана необходимость учета при расчете многоэтажных монолитно-каркасных зданий кирпичных стен, расположенных между колоннами и пилонами. Так же доказана возможность замены в расчетной схеме плоских конечных элементов диагональными стержневыми.

In this paper the need to consider when calculating the multi-story cast-in-frame buildings of brick walls, located between the columns and pillars. It is also proved possible to replace a flat design scheme of the finite element diagonal rod finite elements.

Дата надходження в редакцію: 19.04.12 р.

Рецензент: д.т.н., професор Фомиця Л.М.

УДК 725

ВПЛИВ ЦЕГЛЯНИХ СТІН НА ЖОРСТКІСТЬ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ ПРИ КАРКАСНО-МОНОЛІТНОМУ БУДІВНИЦТВІ

О.С. Савченко, к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Л.Г. Савченко, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

В статті доказана необхідність врахування при розрахунку багатопверхових монолітно-каркасних будинків цегляних стін, що розташовані між колонами і пілонами. Також доказана можливість заміни в розрахунковій схемі плоских скінчених елементів діагональними стрижневими.

Постанова проблеми у загальному вигляді. На сьогоднішній день лівову частку будівництва громадських і багатопверхових житлових будівель в Україні складають монолітно-каркасні будівлі. При висотному будівництві питання забезпечення жорсткості будівлі при горизонтальних навантаженнях є дуже актуальним, оскільки зі збільшенням поверховості будівлі збільшується і горизонтальне вітрове навантаження.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. В загальноприйнятому методі розрахунку каркасно-монолітних будівель несучими елементами будівлі є монолітні залізобетонні перекриття, які спираються на монолітні залізобетонні колони і пілони. Колони і пілони є тонкими елементами, які при висотному будівництві сприймають на себе великі згинальні моменти. Саме з цієї причини колони нижніх поверхів зазвичай виконують більшого перерізу і з більшим коефіцієнтом армування.

Формулювання цілей статті. Включення в роботу поперечної рами каркасно-монолітної будівлі цегляної кладки повинно знизити деформативність самої конструкції і зменшити зусилля, які виникають в вертикальних несучих елементах нижніх поверхів.

Виклад основного матеріалу дослідження. Для вирішення цієї задачі приймемо для розрахунку один проліт монолітно-каркасної будівлі, який завантажимо одиничним рівномірно розподіленим по висоті навантаженням. Для порівняння виконаємо три варіанти розрахунку: по-перше, варіант з урахуванням цегляної кладки між коло-

нами, яку моделюємо плоскими скінченими елементами; по-друге, варіант з урахуванням цегляної кладки між колонами, яку моделюємо розташованим по діагоналі стрижневим елементом, щоб довести можливість моделювання такої системи; по-третє, варіант без врахування цегляної кладки між колонами, для порівняльного аналізу результатів розрахунку.

При розрахунку приймаємо марку цегли та розчину на всіх поверхах будівлі однаковою (марка цегли 100, марка розчину 25). При цьому у відповідності до СНиП II-22-81 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» модуль пружності (початковий модуль деформації) кладки при короткочасному навантаженні повинен прийматися рівним для неармованої кладки:

$$E_0 = \alpha R_u$$

де α – пружна характеристика кладки, що приймається по п. 3.21 СНиП. Для глиняної цегли $\alpha = 1000$

R_u – розрахунковий опір кладки (для марка цегли 100 і марки розчину 25 $R_u = 1,5$ МПа.

В такому випадку:

$$E_0 = 1000 \cdot 1,5 = 1500 \text{ МПа}$$

Модуль деформації кладки при розрахунку конструкцій по міцності кладки для визначення зусиль в кладці, що розглядається в межах стану стиску при умові, що деформації кладки визначаються сумісною роботою з елементами конструкцій із інших матеріалів по формулі:

$$E = 0,5E_0$$

Таким чином

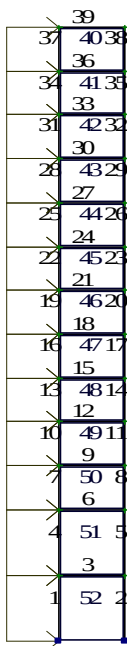
$$E = 0,5 \cdot 1500 = 750 \text{ МПа}$$

Задавши даний модуль пружності кладки, а також коефіцієнт Пуасона кладки і товщину кладки 250 мм, отримаємо розрахункову схему для розрахунку з урахуванням цегляної кладки між колонами, яку моделюємо плоскими скінченими елементами.

Приймаємо горизонтальне рівномірно розподілене навантаження рівним 100 кН/м.

Висоту першого та другого поверхів приймаємо рівними 5,4 м, що дорівнює висоті першого поверху, та висоті підвального поверху, де розташований паркінг. Висоту типового поверху приймаємо у відповідності до проекту, рівною 3,6 м.

а)



б)

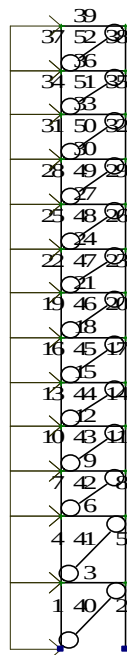


Рис. 1. Розрахункова схема при розрахунку прольоту монолітно-каркасної будівлі з урахуванням цегляної кладки (а – при моделюванні кладки пластинчастим скінченим елементом;

б – при моделюванні кладки стрижневим скінченим елементом)

При моделюванні цегляної кладки стержнем, приймаємо його напрямком похилим, таким чином, щоб він передавав навантаження із нижнього кута верхньому. Жорсткість стержня приймаємо заданими геометричними параметрами (розмірами перерізу) і модулем пружності матеріалу. Ширину стержня приймаємо рівною товщині цегляної кладки, а висоту перерізу умовно приймаємо рівною 1 м. (рис. 2)

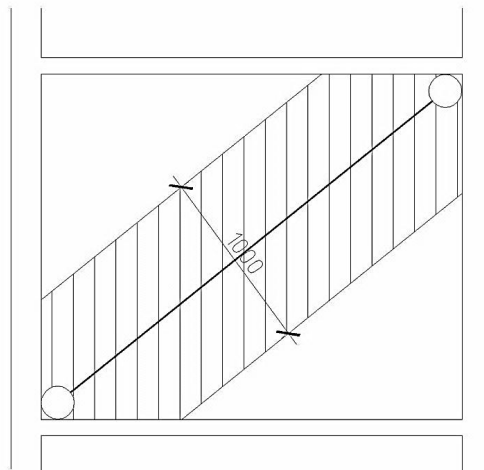


Рис. 2. До визначення жорсткості стержня, що імітує цегляну кладку.

Із отриманих результатів видно, що максимальна горизонтальна деформація будівлі виникає в найвищій точці і складає по першому варіанту навантаження 1273,054 мм, а по другому варіанту 2056,266. Із отриманих результатів можна зробити висновок, що з запасом міцності конструкції можна для моделювання цегляної кладки, при розрахунку монолітно-каркасних будівель з урахуванням кладки використовувати стержневий елемент.

Наразі визначимо, чи має взагалі сенс враховувати наявність цегляної кладки між колонами при розрахунку монолітно-каркасних будівель. З цією метою складемо розрахункову схему без врахування цегляної кладки, виключивши відповідні елементи із раниш розрахованих систем і визначимо деформації її точок.

Зарушення 1

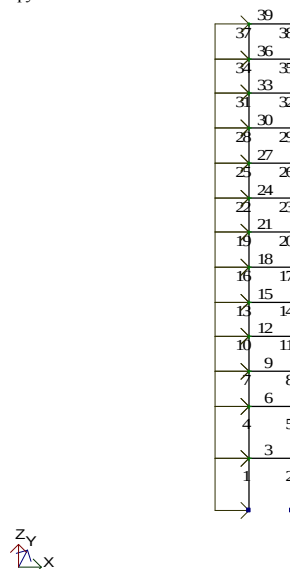


Рис. 3. Розрахункова схема при розрахунку прольоту монолітно-каркасної будівлі без урахуванням цегляної кладки

Висновок: Із отриманих результатів розрахунку видно, що деформація верхньої крайньої точки складатиме 3506,783 мм, що значно перевищує визначену раніше деформацію з врахуванням цегляної кладки ($\Delta=2056,266$ мм)

Наведені результати розрахунків доказують необхідність врахування при розрахунку монолітно-каркасних будівель наявності міжколонних зв'язків у вигляді цегляних стін.

В статье приводится анализ существующих методов огнезащиты металлических конструкций. На основе проведенного анализа приведен преимущественный метод для различных условий эксплуатации конструкций, а так же назначения конструкций.

This article provides an analysis of existing methods of fire protection of steel constructions. Based on the analysis given preferable method for various conditions of exploitation of constructions, as well as the appointment structure.

Дата надходження в редакцію: 16.04.12 р.

Рецензент: д.т.н., професор Симановський В.І.

УДК 624.07

АНАЛІЗ ЗАХОДІВ ПО ВОГНЕЗАХИСТУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

О.С. Савченко, к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Л.Г. Савченко, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

В статті наведений аналіз існуючих методів вогнезахисту металевих конструкцій. На основі проведеного аналізу наведений переважний метод для різних умов експлуатації конструкцій, а також призначення конструкцій.

Постанова проблеми у загальному вигляді. У цей час спостерігається значне розширення ринку вогнезахисних матеріалів. Успішно розробляються нові вітчизняні засоби вогнезахисту, впроваджуються закордонні. У цьому різноманітті варіантів вогнезахисної обробки й технологій перед проектувальником і забудовником встає завдання оптимального вибору засобів пасивного вогнезахисту стосовно до конкретних об'єктів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Вогнезахист металлоконструкцій полягає в створенні на поверхні елементів конструкцій теплоізолюючих екранів, що витримують високі температури й безпосередню дію вогню. Наявність цих екранів дозволяє сповільнити прогрівання металу й зберегти конструкції свої функції при пожежі протягом заданого періоду часу.

Формулювання цілей статті. Метою дослідження є визначення оптимального методу вогнезахисту металевих конструкцій в залежності від умов експлуатації, агресивності навколишнього середовища і призначення конструкцій.

Виклад основного матеріалу дослідження. Вибір способу вогнезахисту несучих металевих конструкцій на стадії проектування для конкретного об'єкта проводиться на основі техніко-економічного аналізу з урахуванням умов об'єкта:

- величини необхідної межі вогнестійкості конструкції;
- складності конфігурації конструкції;
- обмежень по вазі вогнезахисного покриття;
- температурно-вологісних умов експлуатації й виконання будівельно-монтажних робіт;

- ступеня агресивності навколишнього середовища стосовно вогнезахисту й матеріалу конструкції;
- необхідних строків проведення робіт;
- естетичних вимог до конструкції.

Існують наступні способи вогнезахисту несучих металевих конструкцій:

Обетонування, облицювання із цегли.

Застосування вогнезахисту металевих конструкцій за допомогою бетону й цегельної кладки найбільше раціонально в тих випадках, коли одночасно з вогнезахистом конструкцій потрібно зробити їхнє посилення, наприклад, при реконструкції будинків. Цегельне облицювання застосовують для вогнезахисту вертикально розташованих конструкцій. Армування вогнезахисного облицювання із цегли призначають із урахуванням посилення зв'язки в кутах цегельної кладки. Діаметр стрижнів арматури приймають не більше 8 мм. Армування вогнезахисного шару бетону може бути різноманітним залежно від товщини шару й необхідного ступеня посилення конструкції.

За допомогою облицювань із бетону й цегельної кладки забезпечується межа вогнестійкості до 2,5 годин, вони стійкі до атмосферних впливів і агресивним середовищам. Але ці способи вогнезахисту пов'язані із трудомісткими опалубними й арматурними роботами, значно збільшують вагу каркасу будівлі й збільшують строки будівництва. Крім того, ці способи незастосовні для вогнезахисту несучих конструкцій перекриттів (ферми, балки) і зв'язків по колонах і фермам.

Згідно з рекомендаціями ЦНІІБК ім. Кучеренка: орієнтовні значення товщини вогнезахисного