

УДК 721.011.27 (083.75)

*А.А. Франівський, к.т.н., зав. лабораторією висотного будівництва;*

*В.П. Максименко, к.т.н., зав. сектором наукових досліджень і складних методів розрахунків конструкцій будинків і споруд;*

*П.В. Войтенко м.н.с., НДІБВ.*

## **ЗАГАЛЬНІ ПІДХОДИ ДО РОЗРАХУНКУ ВИСОТНОГО МОНОЛІТНО-КАРКАСНОГО БУДИНКУ ВІДПОВІДНО ДО ВИМОГ НОВОГО НОРМАТИВНОГО ДОКУМЕНТА «ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНИХ ЖИТЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДИНКІВ»**

### **АНОТАЦІЯ**

У статті наведено додаткові вимоги (норми) до проектування висотних будинків згідно з новим нормативним документом. Викладена загальна методика проведення перевірного розрахунку, в тому числі і на опір прогресуючому обваленню для конкретного об'єкта, а також наведено його результати та програмне забезпечення для автоматизованого виконання розрахунків і проектування.

Ключові слова: висотне будівництво, монолітно-каркасний будинок, нормативні вимоги, перевірочний розрахунок, прогресуюче обвалення, програмне забезпечення, результати розрахунків.

Новий нормативний документ «Проектування висотних житлових і громадських будинків» (ДБН В.2.2-24: 2009) [1] включає низку додаткових вимог до розрахунку і проектування висотних будівель, що відносяться до першого підвищеного рівня відповідальності. Ці вимоги сформульовані в наведених нижче пунктах.

1. Проектування висотних житлових і громадських будинків виконується з урахуванням додаткових вимог до їх надійності, зокрема, із застосуванням коефіцієнта 1,1 за відповідальністю для будинків заввишки від 73,5 м до 100м включно.

2. Проектування будівель заввишки понад 100 м, виконується для об'єктів експериментального будівництва з розробленням індивідуальних технічних вимог, які затверджуються для кожного об'єкта Мінрегіонбудом України з наступним науково-технічним супроводом відповідно до вимог ДБН В. 1. 2-5:2007 [2].

3. Проектування і будівництво будинків вище 73,5 м на територіях сейсмічністю 5 і 6 балів виконується за шкалою MSK-64, а 7 балів і вище — відповідно до нових вимог ДБН В.1.1-12:2006 [3] та ДБН В.2.2-24:2009 [1] із застосуванням більш високого значення коефіцієнта динамічності, що визначається за новим графіком, наведеним на рис. 4.1, та його значеннями, наведеними в табл. 4.2 п. 4.16 нового нормативного документа [1]. При цьому при проектуванні висотних будинків зі змішаним каркасом (із залізобетонних і сталевих елементів) необхідно враховувати їх частку впливу в загальній конструктивній системі будинку шляхом використання коефіцієнта дисипації, що також визначається за формулами, наведеними у 4.17 ДБН В.2.2-24: 2005 [1].

4. Для висотних будівель обов'язковим є три стадії проектування. При цьому вже на стадії «П» виконується основний розрахунок монолітного каркаса будівлі як конструктивної системи «ґрунтова основа — фундамент — будова» з визначенням дії навантажень (зусиль, моментів та напружень), міцності основних несучих конструкцій (паль, фундаментної плити, колон і перекриттів), а також деформаційних характеристик ґрунтової основи (величини осідань та їх нерівномірності) як для нового будівництва, так і для оточуючої забудови. При цьому обов'язковою вимогою є виконання другого перевірного розрахунку в тому ж обсязі іншою незалежною організацією, яка має ліцензію на проектування будинків I рівня відповідальності. Результати двох розрахунків зводяться в порівняльну таблицю, яка у складі проектною документації надається для проходження експертизи з допустимою розбіжністю цих результатів не більше 10%.

5. Зона впливу висотної споруди на існуючу забудову визначається розрахунком деформацій ґрунтової основи на стадії «П» з розробленням комплексу заходів щодо забезпечення цілісності оточуючої забудови, а також інженерної та транспортної інфраструктури. У проектній документації повинен бути розроблений спеціальний розділ з обстеження технічного стану існуючих споруд із подальшим геотехнічним моніторингом нового будівництва та прилеглої території з існуючою забудовою і комунікаціями в рамках науково-технічного супроводу висотного об'єкта. При цьому в новому документі вперше в нормативній базі введені максимально допустимі значення додаткових

осідань ґрунтової основи існуючих будинків для різних конструктивних систем, які потрібно враховувати при розрахунку впливу нового будівництва (табл. 4.3.ДБН В.2.2-24: 2009 [1]).

6. При перевірочному розрахунку обов'язковою нормою є перевірка конструктивної системи будівлі на опір прогресуючому обваленню у разі виникнення аварійних ситуацій, тобто коли локальне пошкодження або руйнування окремих конструкцій у межах поверху площею до 80 м<sup>2</sup> включно з руйнуванням одного несучого вертикального елемента (колони, пілона) не повинно призвести до обвального руйнування всієї будівлі в цілому. При цьому в окремих елементах конструкцій допускається розвиток тріщин і пластичних деформацій в арматурі. Аварійні (наднормативні) дії можуть бути викликані пожежею, вибухом газу, при наїзді автотранспорту, здійсненні терактів і інших непередбачуваних ситуацій, або природними явищами (землетруси, урагани, зсуви, нерівномірні деформації ґрунтів, зміни гідрогеологічних умов і тощо).

Апробація наведених вище норм виконана на прикладі перевірочного розрахунку житлового будинку заввишки 112 м.

Висотна будівля являє собою 30-поверхову споруду баштового типу прямокутної форми в плані із розмірами 56,4 м x 27,4 м.

Конструктивна система будинку виконана у вигляді монолітного залізобетонного каркаса, що складається з колон завтовшки 0,7 м x 0,7 м, 0,8 м x 0,8 м, об'єднаних по висоті монолітними плитами перекриттів завтовшки 0,2; 0,25 м. Ядро жорсткості сформовано двома симетрично розташованими ліфтовими шахтами і двома сходовими клітками. Рівномірно по висоті розташовано технічні поверхи (3, 15 і 28). У підземній частині будівлі запроектовано однорівневий паркінг.

Ґрунтову основу складено з природних пісків різної крупності, у тому числі у верхній частині з насипних і наливних шарів піску. Тип фундаментів – плитно – пальовий. Конструкція фундаментів складається з пальового поля в кількості 486 паль

діаметром 620 мм і фундаментної плити завтовшки 1,25 м.

Розрахункова модель просторової схеми монолітного каркаса була виконана в підсистемі (ПС) «КОМПОНОВКА» програмного комплексу (ПК) «МОНОМАХ 4.5» і проекспортована в програмний комплекс «ЛІРА-Windows 9.6» для подальших розрахунків. Визначення розрахункового армування в елементах каркаса виконано в підсистемах: – ПС «ПЛИТА», ПС «РОЗРІЗ», ПС «КОЛОНА» ПК «МОНОМАХ 4.5».

Розташування паль, колон, діафрагм, балок прийнято згідно з планами поверхів, наданих замовником. Розрахункові навантаження на елементи конструкцій прийняті у відповідності з завданням на проектування, затвердженим замовником.

Несуча спроможність палі, яка була прийнята для розрахунків, складає 256 тс із прогнозовою піддатливістю до 2 см.

Розрахунок виконано із застосуванням методу скінченних елементів (МСЕ) на сумарні постійні, довготривалі і короткочасні навантаження, а також граничні і експлуатаційні, вітрові та сейсмічні навантаження при коефіцієнті надійності за відповідальністю 1.1.

Вихідні дані для проведення розрахунків наведені в таблицях 1, 2, 3, 4 і 5.

Таблиця 1. Матеріали конструктивних елементів каркаса

Конструктивні елементи каркаса	Клас бетону	Клас арматури
Фундаментна плита	Не нижче ніж В30	АІІ для Ø32, Ø36 мм згідно зі СНиП 2.03.01-84
Пілони, колони, балки плити перекриття (покриття), стіни	Не нижче ніж В30 Важкий групи А	А240С, А500С згідно зі ДСТУ 3760-98

Таблиця 2. Конструктивні розміри елементів каркаса

№	Найменування параметрів	Величина, м
1	Товщина фундаментної плити	1,25
2	Товщина плит перекриття на 1-2-му поверхах	0,25
3	Товщина плит перекриття на 3-29-му поверхах	0,2
4	Товщина плити покриття	0,2
5	Товщина стін	0,2, 0,25, 0,3 ;
6	Переріз балок	0,4x0,5, 0,5x0,8,
7	Переріз несучих колон	0,5x0,8, 0,6x0,7, 0,7x0,7, 0,8x0,8,
8	Висота підземного паркінгу, 1-го та 2-го поверхів	4,3, 4,5, 4,5
9	Висота 3-29-го поверхів	3,3
10	Висота 30-го поверху	4,9

Таблиця 3. Склад основних розрахункових вертикальних навантажень

№	Найменування параметрів	Величина, одиниця виміру
1	Власна вага несучих конструкцій (визначається за об'ємною вагою залізобетону з урахуванням коефіцієнта перенавантаження 1,1)	2,75 тс/м <sup>3</sup>
2	Розрахункове навантаження фундаментної плити паркінгу на відмітці 4,3м, в тому числі: вага конструкцій підлоги довготривале навантаження короткочасне навантаження	0,6 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup>
3	Розрахункове навантаження на плиту перекриття паркінгу та перших двох поверхів, в тому числі: вага конструкцій підлоги довготривале навантаження короткочасне навантаження	0,88 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,48 тс/м <sup>2</sup>
4	Розрахункове навантаження від конструкцій підлоги, перегородок та короткочастинного навантаження на плити типового перекриття, в тому числі: вага конструкцій підлоги довготривале навантаження короткочасне навантаження	0,6 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup>
5	Корисне навантаження в ліфтових холах	240 кг/м <sup>2</sup>
6	Корисне навантаження на балконах і лоджіях	360 кг/м <sup>2</sup>
7	Розрахункове навантаження від зовнішніх стін на плити 1-2-го поверхів	2,6 тс/п.м
8	Розрахункове навантаження від зовнішніх стін на плити перекриття 3-30-го поверхів	2,0 тс/п.м
9	Розрахункове навантаження на плиту покриття, в тому числі: снігове навантаження навантаження від конструкції покрівлі	0,4 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup> 0,2 тс/м <sup>2</sup>

Таблиця 4. Склад основних характеристик горизонтальних вітрових навантажень (згідно з ДБН В.1.2-2:2006) [ 4 ]

Найменування параметрів	Величина, одиниця виміру
Вітровий район	«2»
Тиск ( $W_d$ )	0,045 тс/м <sup>2</sup>
Тип місцевості	«П»
Коефіцієнт географічної висоти $C_{ah}$	1,0
Коефіцієнт динамічності $C_d$	1,2
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням $Y_{fc}$	0,21

На рис. 1 наведена просторова (3Д) та розрахункова схеми будинку з використанням МСЕ, які виконані в ПС «КОМПОНОВКА», ПК «МОНО-МАХ 4.5» та ПС «Ліра-Монтаж». Для одержання достовірних даних про напружено-деформований стан (НДС) висотного будинку розрахунок виконано з урахуванням стадійності його зведення у відповідності з [1].

На рис. 2 наведена розрахункова схема (МСЕ) каркаса будинку на постійні, довготривалі, короткочасні, вітрові і сейсмічні навантаження (за

спектральним методом) в ПС «КОМПОНОВКА» з урахуванням реальної несучої спроможності пального поля і шести стадій монтажу каркаса.

Визначення реакцій, огинаючих реакцій в палях та армування фундаментної плити виконано в ПС «Плита» (рис.3).

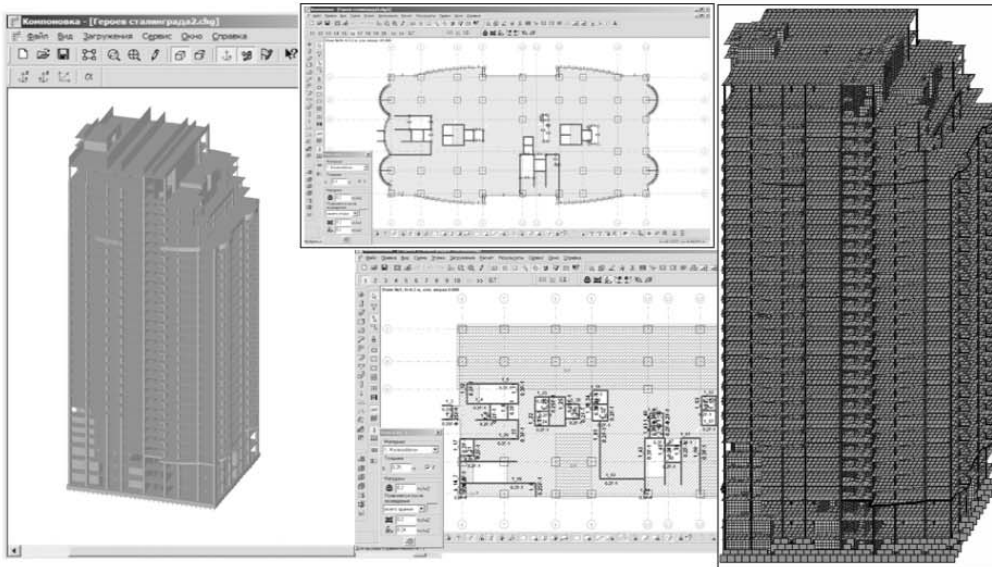
Для розрахунку на сейсмічне навантаження прийнята рамно-в'язева схема будинку. При цьому враховується ефект закручування будівлі, викликаний незбіжністю центра жорсткості каркаса з центром прикладання мас.

Таблиця 5. Склад основних характеристик сейсмічних навантажень

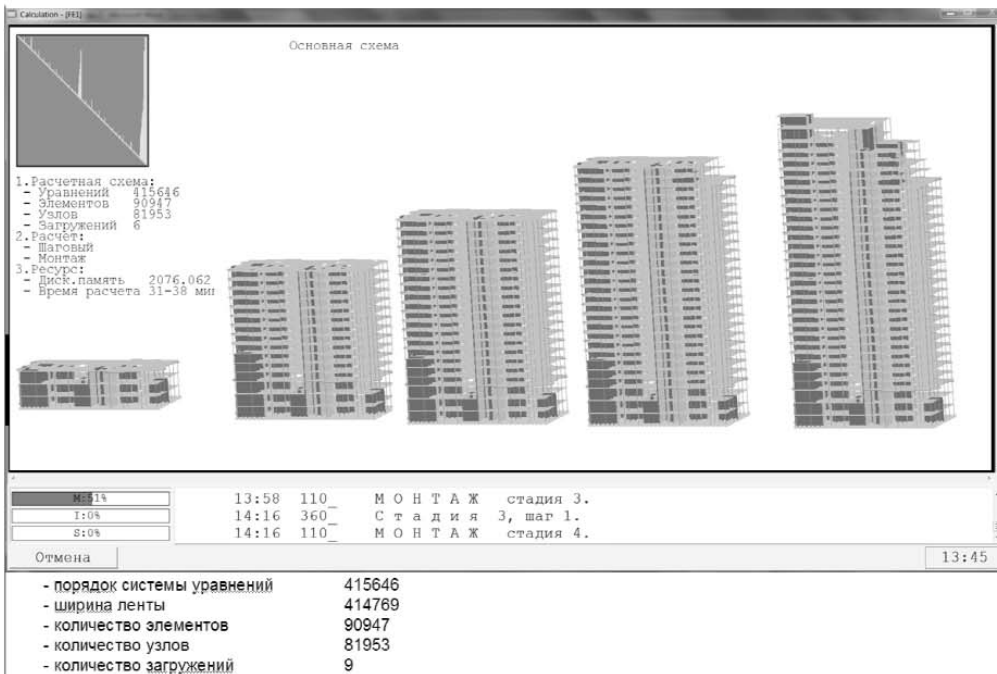
Найменування параметрів	Величина
Розрахункова сейсмічна інтенсивність згідно з ДБН В.1.1-12:2006 [3]	6,0
Гранична сейсмічна інтенсивність згідно з ДБН В.2.2-24:2009 [1]	6,0
Відносне прискорення ґрунту в долях від $g$	0,05
Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	«II»
Коефіцієнт непружних деформацій $K_1$	0,3
Коефіцієнт відповідальності споруди $K_2$ згідно з ДБН В.1.1-12:2006 [3]	1,0
Коефіцієнт відповідальності споруди $K_2$ згідно з ДБН В.2.2-24:2009 [1]	1,1
Коефіцієнт нелінійного деформування ґрунту $K_{cp}$	1,0

Таблиця 6. Результати загального розрахунку монолітного каркаса висотної споруди як конструктивної системи «ґрунтова основа – фундамент – будівля» в обсязі параметрів, прийнятих для перевірконого розрахунку

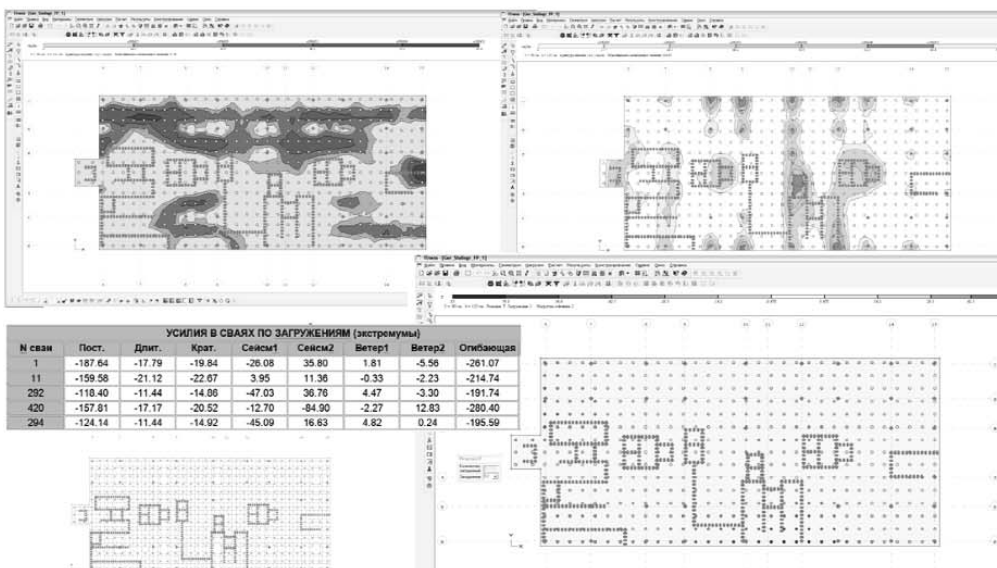
Найменування параметрів	Одиниця виміру	Величина
Періоди власних коливань 1-а форма 2-а форма 3-я форма	с.	4,1156 3,6452 3,3937
Максимальне прискорення верхнього поверху споруди (при коефіцієнті надійності за навантаженням - 0,7)	$m/c^2$	0,065
Максимальні горизонтальні переміщення верху споруди при граничному вітровому навантаженні згідно з ДБН В.1.2.2-2006	мм	144,36 -18, 130 (max, X, Y)
Максимальні горизонтальні переміщення верху споруди при експлуатаційному вітровому навантаженні	мм	70,06 -59, 24(max, X, Y)
Максимальні горизонтальні переміщення верху споруди при сейсмічному навантаженні згідно з ДБН В.1.1-12:2006	мм	202,2 70, -170 (max, X, Y)
Максимальні горизонтальні переміщення верху споруди при граничному сейсмічному навантаженні згідно з ДБН В.2.2-24:2009	мм	400,0 240, 320 (max, X, Y)
Максимальні зусилля $R_z$ в палях при основному РСН (постійні + тривалі + короточасні)	тс	-122, -223
Максимальні зусилля $R_z$ в палях при сейсмічних навантаженнях згідно з ДБН В.1.2.2-2006 (спектральний метод)	тс	-84, -280
Максимальні зусилля $R_z$ в палях при сейсмічних навантаженнях згідно з ДБН В.2.2-24:2009 (спектральний метод при $kn=1.1$ )	тс	-63, -305
Максимальна різниця осідань фундаментної плити згідно з ДБН В.1.1-12:2006	мм	12,3 (-10,1, -22,4)
Максимальна різниця осідань фундаментної плити згідно з ДБН В.2.2-24:2009	мм	22,3 (-3,7, -26,0)
Максимальні відносний перекіс фундаментної плити при граничному сейсмічному навантаженні згідно з ДБН В.1.1-12:2006		0,00055
Максимальні відносний перекіс фундаментної плити при граничному сейсмічному навантаженні згідно з ДБН В.2.2-24:2009		0,001
Максимальні моменти в фундаментній плиті $\pm M_x$ ,	$t^*m$	348, -237
Максимальні моменти в фундаментній плиті $\pm M_y$	$t^*m$	243, -237
Максимальні перерізуючі сили в фундаментній плиті $\pm Q_x$	тс	961, -916
Максимальні перерізуючі сили в фундаментній плиті $\pm Q_y$	тс	896, -978
Максимальні зусилля $N$ в колонах першого поверху	тс	66,38, -1405,18
Максимальні моменти $M_y$ в колонах першого поверху	$t^*m$	77,59, -128,59
Максимальні моменти $M_z$ в колонах першого поверху	$t^*m$	88,94, -89,78
Максимальні крутні моменти $M_k$ в колонах першого поверху	$t^*m$	4,11, -5,48



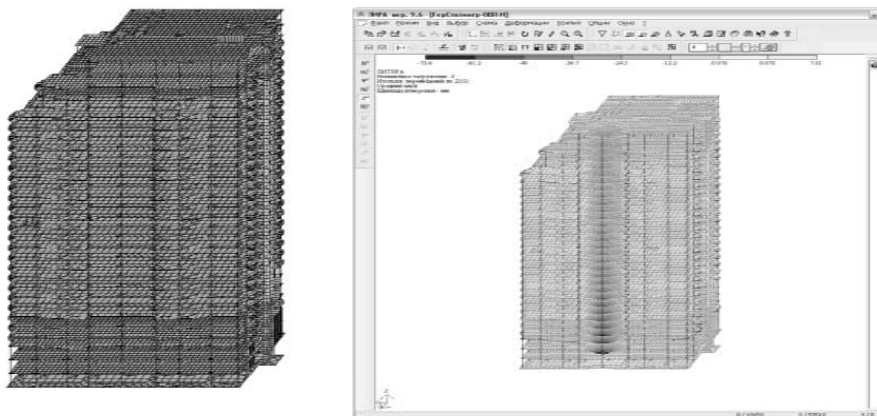
**Рис.1.** Просторова 3Д і розрахункова схема будинку та плани поверхів у ПС «КОМПОНОВКА»



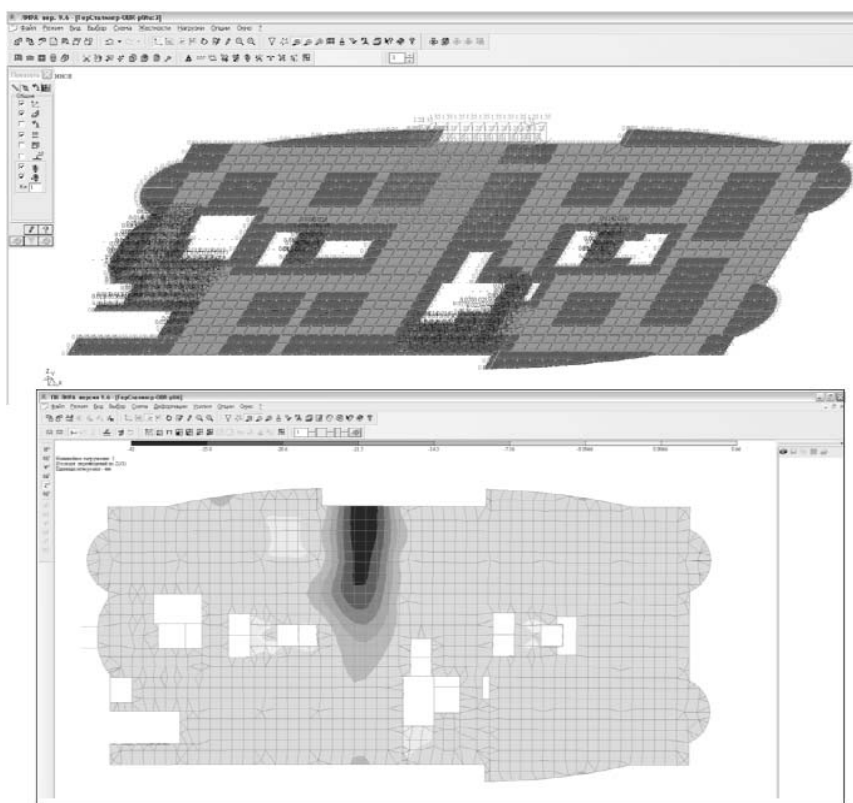
**Рис.2** Розрахункові схеми каркаса будинку з урахуванням стадійності монтажу в ПС «КОМПОНОВКА» і ПС «ЛІРА-МОНТАЖ»



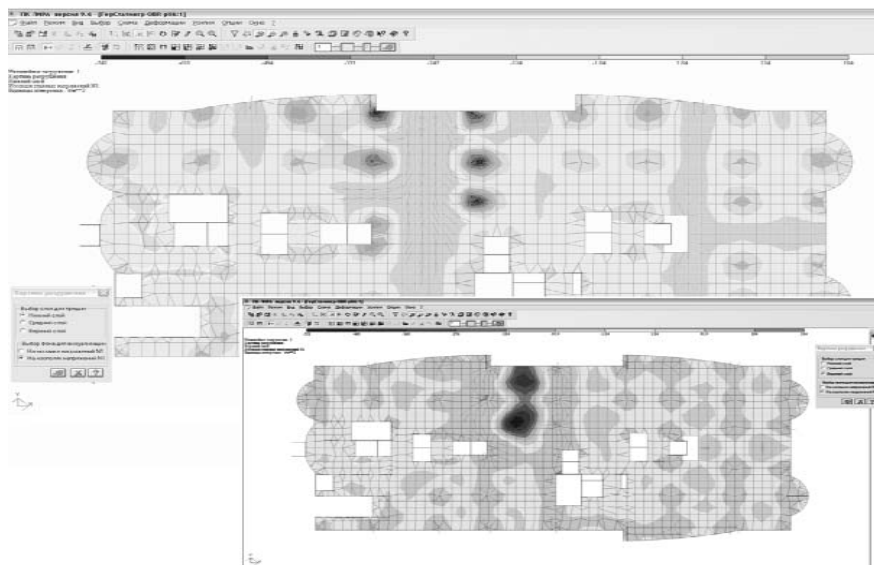
**Рис.3** Реакції та огинаючі реакції в палях і розрахункове армування фундаментної плити в ПС «ПЛИТА»



*Рис.4* Схема (МСЕ) каркаса і непружні деформації при руйнуванні колони в ПС «ЛІРА-МОНТАЖ+»



*Рис.5* Схема (МСЕ) при обваленні дільнянки плити і непружні деформації



*Рис.6* Схема розвитку верхніх та нижніх тріщин у плиті в ПС «ЛІРА-СТЕП»

У табл. 6 наведені результати загального розрахунку монолітно-каркасного будинку в обсязі параметрів, прийнятих для перевірного розрахунку.

Аналіз результатів розрахунків найбільш важливих параметрів та порівняння їх з нормативними значеннями, наданими в ДБН В.2.2-24:2009 [1], засвідчує достатню міцність та жорсткість конструктивної схеми висотної будівлі і основних несучих конструкцій, а також стійкість споруди при спільній роботі з ґрунтовою основою.

Так, наприклад, максимальне прискорення верху будівлі при експлуатаційних вітрових навантаженнях із коефіцієнтом надійності 0,7 складає  $0,065 \text{ м/с}^2 < [0,08 \text{ м/с}^2]$  [1].

Максимальні горизонтальні переміщення для верхнього поверху будинку визначались для двох напрямків вітрових навантажень: вітер 1 –  $0^\circ$ ; вітер 2 –  $90^\circ$ .

Горизонтальні переміщення верху будинку на висоті ( $H=106,0\text{м}$ ) від вітрових експлуатаційних навантажень (вітер 2) при коефіцієнті перевантаження 1,4 з урахуванням статичної і пульсаційної складової складає  $70,06\text{мм}$   $70,1 \text{ мм}$ .

$$\frac{f}{H} = \frac{0,0701}{106,0} = \frac{1}{1512} < \left[ \frac{1}{1000} \right],$$

що менше допустимих відносних максимальних горизонтальних переміщень верху каркаса ( $f/H$ ) –  $1/1000$ : згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [5].

Горизонтальні переміщення верху будинку на висоті ( $H = 106,0\text{м}$ ) від вітрових граничних навантажень (вітер 2) при коефіцієнті перевантаження 5,4 з урахуванням статичної та пульсаційної складової складають  $14,44 \text{ см}$ , що також менше допустимих відносних максимальних горизонтальних переміщень верху каркаса ( $f/H$ ) згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [5], які складають  $1/500$ :

$$\frac{f}{H} = \frac{0,1444}{106,0} = \frac{1}{734} < \left[ \frac{1}{500} \right].$$

Таким чином, жорсткість монолітного каркаса висотного будинку, як на експлуатаційні, так і на граничні вітрові навантаження забезпечується.

Максимальні горизонтальні переміщення для верхнього поверху висотного житлового будинку ( $H=110,3\text{м}$ ) розраховані для двох форм сейсмічних навантажень:

сейсміка 1 – сейсмічний поштовх ( $0^\circ$ ) і сейсміка 2 – сейсмічний поштовх ( $90^\circ$ ) при розрахунку за спектральним методом становлять  $20,2\text{см}$  і не перевищують нормативних максимальних відносних переміщень згідно з ДБН В.1.1-12:2006 [3].

Таким чином, жорсткість монолітного каркаса висотного будинку на граничні сейсмічні навантаження також забезпечується.

У цілому результати перевірного розрахунку, виконаного для реального об'єкта заввишки  $112\text{м}$  підтвердили коректність результатів основного розрахунку, а також виявили можливість економії матеріалів (бетону і арматури) при конструюванні вертикальних несучих елементів, зокрема колон.

Необхідність і корисність перевірного розрахунку полягає не тільки в підтвердженні коректності та надійності основних розрахунків, виконаних проектною організацією, а також і оптимізації проектно-конструктивних рішень з метою зниження собівартості будівництва.

Крім виконання статичного та динамічного розрахунку висотного будинку як конструктивної системи обов'язковою нормою, як зазначалось вище, є проведення розрахунків на опір прогресуючому обваленню з використанням результатів загального перевірного розрахунку та його розрахункової моделі.

При виконанні цих розрахунків необхідно прибрати до уваги умовність вихідних положень, до яких слід віднести:

- відсутність достовірної інформації про причину, місце та характер виникнення процесу руйнування;

- реальні параметри граничних руйнівних деформацій матеріалів, як правило, відрізняються від нормативних міцнісних показників, у зв'язку з чим у розрахункових комплексах (наприклад, Ліра-Монтаж), крім нормативних показників міцності бетону та арматури, передбачається введення розрахункових значень, отриманих за результатами натурних спостережень [6]. Таким чином, у результаті числового моделювання аварійної ситуації можна отримати якісну оцінку стійкості конструктивної системи на опір прогресуючому обваленню, а також порівняти декілька можливих сценаріїв обвалення з метою виявлення найбільш слабких місць всієї конструкції будинку.

Оскільки передбачити всі можливі варіанти аварійних впливів неможливо, тому ключовим моментом у розрахунках на аварійне обвалення є

вибір та затвердження спільно з конструктором і замовником можливих сценаріїв обвалення, максимально наближених до реальних умов розташування об'єкта на місцевості, в тому числі:

- при розташуванні будинку поряд із транспортними шляхами розрахунок споруди виконується при вилученні крайніх колон, якщо їх переріз не перевищує для залізобетонних елементів зазначену в ДБН В.2.2-24:2009 [1] площу ( $0,9\text{ м}^2$ );

- за наявності площадки для гелікоптера розрахунок виконується на обвалення ділянки плити;

- за наявності в споруді або поряд газового обладнання (котельні) станцій виконується розрахунок на вибух газу;

- за наявності підпірних стін та інших захисних споруд розрахунок виконується на руйнацію ділянки цих споруд.

При розрахунку висотного будинку на опір прогресуючому обваленню необхідно врахувати загальні вимоги ДБН В.2.2-24:2009 [1] (Додаток Е), у яких:

- допускається руйнація площі перекриття з іншими елементами до  $80\text{ м}^2$ ;

- переріз залізобетонних елементів, які видаляються, не повинен бути більше  $0,9\text{ м}^2$ , що означає, що пілон перерізом  $0,4\text{ м} \times 2,3\text{ м}$  не може бути повністю зруйнований;

- переріз фібробетонних елементів, які видаляються, повинен бути не більше  $0,7\text{ м}^2$ ;

- переріз жорсткої арматури, яка видаляється, не повинен бути більше 15%;

- перекриття висотної споруди повинно бути розраховано на сприйняття навантаження від ділянка вищерозташованого перекриття площею до  $80\text{ м}^2$  з коефіцієнтом динамічності 1,5.

Оскільки в багатьох дослідженнях відмічається, що неможливо запроектувати і побудувати споруду абсолютно безпечною і при цьому не врахувати вартість запобігання аварійним ситуаціям, необхідно прагнути вирішувати ці питання найбільш економічними способами, в тому числі:

- застосуванням раціональних конструктивно-планувальних рішень з урахуванням можливих аварійних ситуацій та технічних засобів, як, наприклад, встановлення газоаналізуючих датчиків і клапанів скидання можливого надмірного тиску в приміщеннях з газовим обладнанням та інших приладів;

- застосуванням спеціальних технічних рішень, що забезпечують вогнестійкість основних несучих конструкцій (достатній захисний шар бетону, зас-

тосування спеціальних термостійких покриттів конструкцій);

- забезпеченням сейсмічної стійкості споруди за рахунок застосування різних демфуючих пристроїв;

- застосуванням матеріалів та конструктивних рішень, які забезпечують розвиток в елементах конструкцій та з'єднань пластичних деформацій;

- забезпеченням достатньої довжини анкерування арматури для її роботи як зв'язків при зсуві;

- забезпеченням мінімальної площі поздовжньої і поперечної арматури в покриттях і перекриттях, яка повинна бути не менше 0,25% від площі бетону.

При розрахунку будівель на сейсмічні впливи згідно ДБН В.2.2-24:2009 [1] і за синтезованими акселограмами [3] необхідно враховувати реальну фізично нелінійну роботу залізобетону з тріщинами, інакше при лінійному розрахунку ми отримаємо суттєво завищені зусилля в елементах конструкцій.

Для оцінки стійкості даного висотного будинку на опір прогресуючому обваленню, для якого виконано наведений вище перевірений розрахунок, розглянемо умовно наступний сценарій руйнування, який включає:

- руйнування однієї із найбільш навантажених колон з перерізом  $0,8\text{ м} \times 0,8\text{ м}$  в середній частині будинку, на яку спирається плита перекриття із максимальним прольотом  $8\text{ м}$  (рис.4).

- руйнування ділянки монолітної плити завтовшки  $22\text{ см}$  на площі  $80\text{ м}^2$  (рис 5).

У першому наближенні виконується розрахунок плити в лінійній постановці із заниженням модуля пружності до  $0,3 E_0$  для плити із додатковим навантаженням  $1,35\text{ тс/м}^2$  на площі  $80\text{ м}^2$  від обвалення вище розташованої плити. Оскільки отримана в цьому випадку площа нижнього армування ( $18\text{ см}^2$ ) перевищує прийняту в проекті площу нижнього армування ( $15,39\text{ см}^2$ ), необхідно виконувати розрахунок плити у фізично нелінійній постановці з урахуванням реального армування. У результаті нелінійного розрахунку максимальні деформації плити (прогин) склали  $60\text{ мм}$ .

Схема розвитку тріщин у плиті наведена на рис.6. При нелінійному розрахунку плити розривів арматури і лавиноподібного росту деформацій не зафіксовано, в зв'язку з чим можна зробити висновок, що повного обвалення плити за даної схеми армування не відбудеться.



## ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.2-24:2009 *Проектування висотних житлових і громадських будинків*. К., 2009.
2. ДБН В.1.1-5:2007 *Науково-технічний супровід будівельних об'єктів*. К., 2007.
3. ДБН-В.1.1-12:2006. *Будівництво в сейсмічних районах України*. К., 2006.
4. ДБН-В.1.2-2:2006. *Навантаження і впливи. Норми проектування*. К., 2006.
5. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. *Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогни і переміщення. Вимоги до проектування*. К., 2006.
6. ДБН-В.1.2-14. *Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ*. К., 2008.

## АННОТАЦІЯ

В статье приведены дополнительные требования (нормы) для проектирования высотных зданий в соответствии с новым нормативным документом. Изложена общая методика проведения проверочного расчета, в том числе и на сопротивление прогрессирующему обрушению для конкретного объекта и его результаты, а также программное обеспечение для выполнения автоматизированных расчетов и проектирования.

Ключевые слова: высотное строительство, монолитно-каркасное здание, нормативные требования, проверочный расчет, прогрессирующее обрушение, программное обеспечение, результаты расчетов.

## ANNOTATION

The paper presents additional requirements to design of high-rise buildings according to new building code. General approach to check calculation, including calculation on progressive failure is considered. The paper also produces analysis results for a certain building; the analysis was carried out with the software for computer-aided analysis and design.

Key Words High-rise buildings, monolithic skeleton-type building, building code, check calculation, progressive failure, software, analysis results.

## УДК 624.046

*А.С. Городецький, д.т.н., проф., НИИСП;  
М.С. Барабаш, к.т.н., доцент, НАУ.*

### ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ РАЗРУШЕНИЮ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

## АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается проблема обеспечения живучести строительных конструкций при проектировании зданий и сооружений с учетом аварийных воздействий и ситуаций. Представлены подходы по предотвращению прогрессирующего разрушения несущих конструкций сооружений. Предложена методика прочностного расчета конструкций при аварийных воздействиях, основанная на моделировании многостадийного процесса нагружения конструкций с учетом изменения конструктивной схемы и эффектов геометрической и физической нелинейности.

Ключевые слова: здания, живучесть конструкции, прогрессирующее обрушение, устойчивость, усилия.

В последние годы существенно возрос интерес к проблеме обеспечения живучести (жизнестойкости, robustness) строительных конструкций при аварийных ситуациях.

Термин «робастность» (живучесть) (robustness) означает свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар или результат человеческих ошибок, без возникновения повреждений, которые были бы непропорциональны причине, вызвавшей повреждения. Одной из стратегий для ограничения масштабов локального разрушения является применение расчетных и конструктивных мероприятий, обеспечивающих приемлемую живучесть конструкции (например, применение связей во всех трех направлениях для обеспечения дополнительной целостности или минимального уровня деформативности строительных элементов, подверженных удару).

Установление характеристики «живучесть конструкции» требует:

- проведения анализа уязвимости, включающего процесс выявления уязвимых мест, осущес-