

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**Д. Г. Петренко,
А. В. Набока**

ПРОЄКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна
інженерія, освітньо-професійна програма
«Промислове та цивільне будівництво»)*

**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2025**

УДК 624.01(075.8)

Петренко Д. Г. Проектування висотних будівель : конспект лекцій для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво» / Д. Г. Петренко, А. В. Набока ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 122 с.

Автори:

канд. техн. наук, доц. Д. Г. Петренко,
канд. техн. наук, доц. А. В. Набока

Рецензент

С. М. Золотов, кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельних конструкцій (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 8 від 16 січня 2025 р.

© Д. Г. Петренко, А. В. Набока, 2025
© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
Тема 1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	5
1.1 Вимоги до вибору і планування ділянки будівництва.....	5
1.2 Формоутворення як архітектурно-художній образ висотних будівель.....	10
1.3 Функціонально-планувальні рішення висотних будівель.....	21
1.4 Планувальні рішення висотних будівель.....	24
Тема 2 РОЗРАХУНКИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЯК КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – СПОРУДА»....	33
Тема 3 ПРОГРАМНІ КОМПЛЕКСИ, ЯКІ ЗДІЙСНЮЮТЬ РОЗРАХУНОК І ПРОЄКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	50
Тема 4 ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	56
Тема 5 ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПАСПОРТ І ТЕПЛОВА ІЗОЛЯЦІЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	59
Тема 6 МОНІТОРИНГ ТА СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	64
Тема 7 НАВАНТАЖЕННЯ НА КОНСТРУКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ.....	71
Тема 8 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	91
Тема 9 СЕЙСМІЧНИЙ ЗАХИСТ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ	101
9.1 Вплив сейсмічних коливань на будівельні конструкції.....	101
9.2 Основні принципи проєктування висотних сейсмостійких будівель.....	103
9.3 Системи сейсмічного захисту висотних будівель.....	105
9.4 Перспективні напрями сейсмічного захисту висотних будівель.....	106
Тема 10 ІННОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ ВИСОТНОГО ДОМОБУДУВАННЯ.	110
10.1 Еволюція архітектурних і технологічних рішень висотних будівель.....	110
10.2 Концепції екологічних хмарочосів.....	115
10.3 Концепції екологічних штучних міст – хмарочосів.....	118
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	121

ВСТУП

Сучасне містобудування неможливе без розвитку висотного будівництва – складної багатогалузевої сфери, що поєднує інноваційні архітектурні підходи, передові інженерні технології та комплексні конструктивні рішення. Поява та еволюція висотних будівель зумовлені інтенсивним зростанням мегаполісів, обмеженістю вільних територій та необхідністю раціонального використання простору.

Метою навчальної дисципліни «Проектування висотних будівель» є формування у здобувачів вищої освіти системного уявлення про основи проектування висотних будівель із урахуванням архітектурних, функціонально-планувальних, конструктивних, технологічних, інженерних та експлуатаційних вимог. Вивчення дисципліни базується на сучасних нормативних документах, інженерних практиках і тенденціях сталого проектування.

Конспект лекцій охоплює широке коло тем, починаючи з вимог до вибору ділянки та формоутворення будівель і закінчуючи інноваційними підходами до сейсмічного захисту, енергозбереження та екологізації хмарочосів. Окрема увага приділяється конструктивним системам типу «грунтова основа – фундамент – споруда», використанню програмних комплексів у проектуванні, моніторингу технічного стану об'єктів та пожежній безпеці.

Зміст дисципліни побудовано на міждисциплінарному підході, що поб'єднує відомості з архітектури, будівельної механіки, геотехніки, опору матеріалів, інженерних мереж, безпеки та екології, що забезпечує підготовку кваліфікованих фахівців, здатних вирішувати складні проєктні завдання та брати участь у створенні інфраструктури майбутнього.

Матеріал конспекту подано в логічній послідовності з метою полегшення засвоєння, формування професійного мислення та практичних навичок у сфері проектування висотних будівель.

Тема 1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Вимоги до вибору і планування ділянки будівництва

Вибір ділянки для будівництва висотного будинку здійснюється на основі висновків містобудівного обґрунтування з урахуванням результатів додаткових досліджень і розроблень, зокрема:

- візуально-ландшафтного аналізу розташування висотного будинку із врахуванням його об'ємно-просторового сприйняття у цьому районі забудови та на прилеглих територіях;
- аналізу можливості виникнення геологічного ризику та результатів розроблення прогностичної оцінки змін геологічного середовища, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов під впливом очікуваних навантажень від висотного будинку на ділянці будівництва і прилеглої території;
- аналізу впливу нового будівництва на технічний стан конструкцій та інженерних мереж існуючих будинків і споруд та об'єктів благоустрою, розташованих на прилеглої території;
- розрахунків перевізної спроможності міської транспортної та інженерної потужностей інфраструктур з урахуванням додаткових навантажень від висотного будинку;
- світлокліматичних розрахунків рівня інсоляції та природного освітлення для висотного будинку і оточуючої забудови на відповідність чинним нормам;
- розрахунків очікуваних рівнів звуків та звукових тисків;
- розрахунків забезпеченості населення озелененими територіями загального користування та об'єктами громадського призначення в межах запроектованих функціонально-планувальних утворень на територіях, що прилягають до ділянки будівництва висотного будинку;

- оцінювання мікрокліматичних показників навколишнього повітряного середовища, концентрації забруднюючих речовин, рівня зовнішнього шуму та вібрації;

- впливу аеродинамічних показників у зоні висотного будівництва (швидкості і напрямку вітрових потоків, зон турбулентності, вітрового підпору, розріджених зон тощо) на функціонування систем вентиляції;

- опалення існуючих будинків, відведення продуктів згоряння газу, особливо в будинках, обладнаних автономними проточними водонагрівачами (колонками, котлами тощо);

- аналізу взаємовпливу висотного будинку і повітряних транспортних суден у районах розташування аеропортів і аеродромів, об'єктів наземної інфраструктури, радіотехнічних засобів керування повітряним рухом, радіонавігацією, посадкою, зв'язком та метеозабезпеченням, зокрема з урахуванням взаємовпливу авіаційного шуму на висотний будинок та висотного будинку на маневрування повітряних суден на приаеродромних територіях.

Не рекомендується розташування висотних будинків на приаеродромних територіях та в зонах маневрування повітряних суден на території України, а також у зонах обмеження житлової забудови навколо аеродрому через негативний вплив авіаційного шуму, електромагнітного випромінювання та інших впливів і ризиків. Розташування висотних будинків у зонах обмеження житлової забудови вирішується на основі висновків санітарно-епідеміологічної експертизи.

Планування ділянки будівництва висотного будинку необхідно здійснювати з урахуванням вимог щодо організації безперешкодного середовища для маломобільних груп населення згідно із ДБН В.2.2-17.

Для забезпечення під'їзду та кругового руху пожежної техніки біля висотного будинку необхідно передбачати кругові проїзди.

У разі неможливості виконання цього пункту необхідно розробляти схему під'їзду та розташування пожежної техніки на прилеглій до висотного будинку

території у складі проєктної документації з погодженням її з органами державного пожежного нагляду.

Планування ділянки будівництва повинно забезпечувати можливість роздільної експлуатації різних функціональних частин висотного будинку. Територію, яка належить до житлової частини висотного будинку включно із під'їздами та входами, рекомендується проєктувати відокремленою, що визначається у завданні на проєктування.

Ділянку будівництва висотного будинку рекомендується проєктувати з підвищеним рівнем якості благоустрою та передбачати влаштування зелених насаджень і зон відпочинку. Водночас розвиток зазначених зон необхідно здійснювати за рахунок їх розміщення на покриттях стилобатів, влаштування внутрішніх рекреаційних приміщень, зимових садів, спортивних залів тощо.

В'їзди та виїзди з території ділянки будівництва рекомендується передбачати на місцеву вуличну мережу або місцеві проїзди магістральних вулиць міського значення.

Під час планування ділянки будівництва необхідно передбачати проходи для ефективної евакуації людей із висотного будинку.

Склад зон ділянки будівництва та вимоги до них визначаються у завданні на проєктування. Водночас необхідно враховувати влаштування майданчиків для стоянки автотранспорту мешканців, працівників та відвідувачів.

Не рекомендується розташування висотних будинків на відстані менше 100 м від джерел вібрації та шуму (метрополітену, залізничного або інших швидкісних видів транспорту тощо). Під час розташування висотних будинків на відстані менше 100 м від зазначених джерел вібрації та шуму необхідно здійснювати спеціальне обґрунтування згідно із ДБН В.2.3-7 з урахуванням санітарних норм згідно із ДСП 173, інших чинників («ефекту», віброповзучості ґрунтової основи тощо) та погодженням із міською службою метрополітену за участю проєктної організації – розробника проєкту тунельних споруд та будівель у зоні впливу будівництва висотного будинку.

Об'ємно-планувальні рішення. Загальна структура, перелік та площі функціональних елементів, поверховість, висота будинку та кількість підземних поверхів визначається у завданні на проєктування з урахуванням вимог ДБН В.2.2-9, ДБН В.2.2-15, ДБН В.1.1-7 та положень цих документів. Типологічні вимоги, які не суперечать протипожежним, санітарно-епідеміологічним, природоохоронним та іншим нормативним вимогам до висотних будинків, необхідно обирати відповідно до ДБН В.2.2-15, ДБН В.2.2-9.

Висота протипожежних відсіків не повинна перевищувати 50 м. Висота технічних поверхів визначається з урахуванням конструктивних, технічних, протипожежних та санітарно-епідеміологічних вимог.

Тип та кількість сходових кліток визначається розрахунком у проєктній документації за погодженням з органами державного пожежного нагляду. У висотних будинках необхідно передбачати службові приміщення для центрального пункту управління висотним будинком (ЦПУБ) або диспетчерської, охорони будинку, пожежного пункту, служби експлуатації і моніторингу стану основних несучих конструкцій та інженерних систем тощо. Перелік, площі та вимоги до розміщення службових приміщень, можливість їх блокування або сумісного розташування визначається у завданні на проєктування та проєктній документації з урахуванням технологічних, санітарно-епідеміологічних та протипожежних вимог, а також технічних умов на проєктування відповідних служб, що експлуатують інженерні мережі.

Службові приміщення рекомендується розташовувати ближче до головного входу висотного будинку на першому або на цокольному поверхах із виходом до вестибюлю або безпосередньо на вулицю та із забезпеченням їх захисту від несанкціонованого доступу.

Службові приміщення з довготривалим (цілодобовим) перебуванням людей повинні мати природне освітлення та індивідуальний санітарний вузол.

Перелік вбудованих та вбудовано-прибудованих приміщень, приміщень, які розташовуються у підземних та цокольних поверхах, а також приміщень без природного освітлення в житлових та громадських будинках визначається згідно

із ДБН В.2.2-15, ДБН В.2.2-9 у завданні на проєктування та проєктній документації з урахуванням санітарно-епідеміологічних та норм пожежної безпеки. Розташування в житловому будинку приміщень громадського призначення здійснюється згідно із ДБН В.2.2-15 та додатковими протипожежними і санітарно-епідеміологічними вимогами, зокрема вимогами до захисту від шуму житлових приміщень.

Приміщення для санвузлів у квартирах рекомендується розташовувати з примиканням до коридорів загального користування.

Приміщення громадського призначення допускається розташовувати на першому, другому, третьому та цокольному поверхах житлових будинків згідно із ДБН В.2.2-15. Розміщення громадських приміщень на інших поверхах визначається у завданні на проєктування із дотриманням всіх санітарно-епідеміологічних та протипожежних норм і погоджується з органами державного санітарно-епідеміологічного та пожежного нагляду.

Розташування на технічних поверхах приміщень іншого призначення дозволяється за спеціального обґрунтування і здійснюється з урахуванням планувальних заходів щодо попередження впливу шуму, вібрації та електромагнітного поля інженерного обладнання на найближчі житлові приміщення з постійним перебуванням людей і за погодженням із органами державного пожежного та санітарно-епідеміологічного нагляду. Уклон та ширина сходових маршів і пандусів, висота сходинок, ширина проступу та сходової клітки визначається згідно із ДБН В.2.2-9, ДБН В.2.2-15 з урахуванням функціонального призначення висотного будинку. Водночас ширина сходових маршів повинна бути не менше ніж 1,2 м. Відстань між сходовими маршами повинна бути не менше ніж 0,12 м (у світлі). Рекреаційні та літні приміщення висотного будинку, розташовані вище за 73,5 м, повинні бути зашкленними та мати відповідні огорожі для безпеки і зменшення психологічного дискомфорту – висотобоязкості людей.

У разі суцільного зашкління фасадів рекомендується із внутрішнього боку передбачати конструктивні заходи (огорожі) до рівня 1,2 м від підлоги з метою

забезпечення безпеки людей та зменшення психологічного дискомфорту – висотобоязкості людей.

Вікна в приміщеннях висотного будинку, які розміщуються вище ніж 73,5 м, з метою безпеки повинні виготовлятися з фіксаторами, що дозволяють регулювати кут відчинення стулкових елементів, та з посиленими завісами, розрахованими на високошвидкісний натиск вітру. Відчинятися повинні всі стулки вікон усередину приміщень.

Вимоги до озеленення і благоустрою покриттів висотних житлових та громадських будинків, а також до влаштування внутрішніх приміщень рекреації та зимового саду визначаються з урахуванням вимог чинних нормативів та санітарно-епідеміологічних вимог, зокрема і до ґрунту.

Під час проєктування фасадних систем необхідно враховувати вимоги до встановлення кондиціонерів, реклами та організації підсвітлення у нічний час. У висотному будинку необхідно передбачати засоби для ремонту і очищення фасадів та елементів їх застосування.

1.2 Формоутворення як архітектурно-художній образ висотних будівель

Формоутворення об'ємно-просторової структури висотних споруд здійснюється з урахуванням різних аспектів – природно-кліматичних умов, містобудівної значущості, функціонального призначення, можливості застосування сучасних конструктивних та технологічних рішень, інженерних систем тощо.

Впливовим фактором створення форми висотної будівлі є природно-кліматичні умови. Під час створення форми об'єкта потрібно враховувати температурні перепади, зміну атмосферного тиску, сприйняття вітрових і аеродинамічних впливів, сонячне випромінювання та інсоляцію. Так прості форми перетворюються на форми, що забезпечують раціональне сприйняття вітрових навантажень, покращення аеродинамічних властивостей, створюють комфортні умови із природного освітлення, вентиляції, інсоляції приміщень

тощо. Приклад формоутворення об'єкта за умов сприйняття вітрових навантажень та сонячного випромінювання подано на рисунку 1.1, аеродинамічних впливів і сонячної інсоляції – на рисунку 1.2.

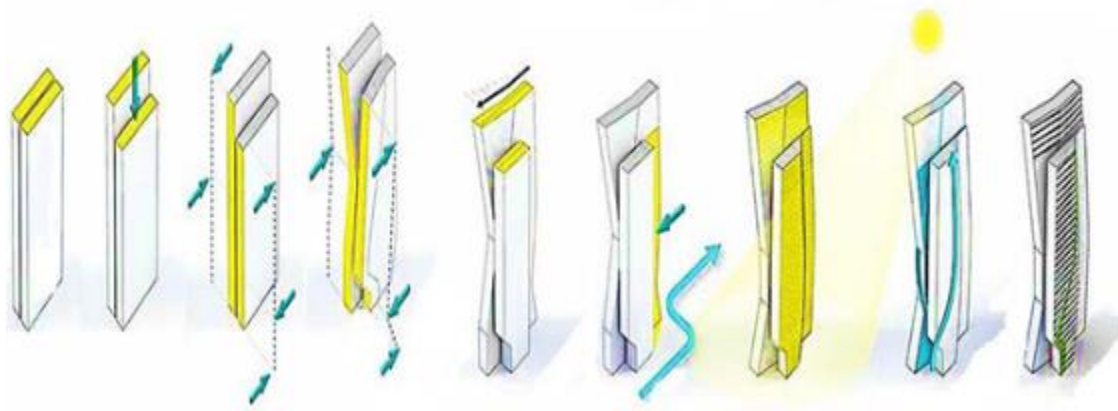


Рисунок 1.1 – Формоутворення висотного об'єкта за умов вітрового впливу та сонячного випромінювання

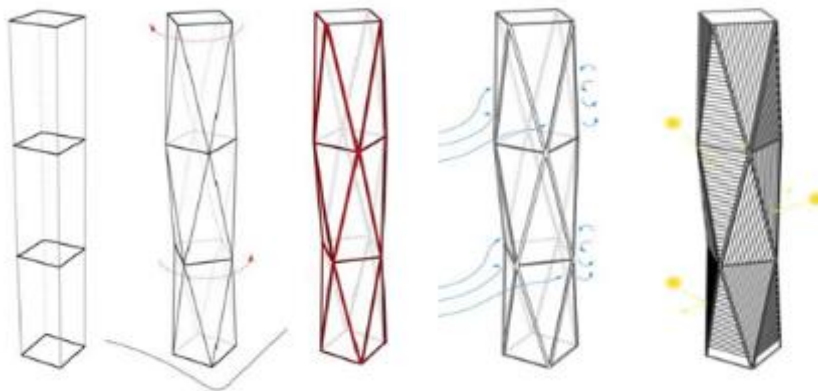


Рисунок 1.2 – Формоутворення висотного об'єкта з умов аеродинамічних впливів і сонячної інсоляції

У світовій практиці висотного формоутворення можна виокремити такі прийоми виявлення форми висотних об'єктів. Оскільки в своїй основі форми більшості висотних споруд мають прості геометричні фігури, то можна виділити окрему групу висотних будівель, які створені із цілісною об'ємною формою.

Цілісно сформована об'ємна форма має чітко виражений силуетний контур. За допомогою прийомів виявлення композиції простих об'ємів досягається архітектурно-художній образ об'єкта (рис. 1.3).



Рисунок 1.3 – Цілісно сформовані композиційні об’єми форми:
а – «Aon Center» у Чикаго; б – «Swiss Re Headquarters» у Лондоні;
в – «World Trade Center Tower 1» у Нью-Йорку

Створення східчастої композиційної структури. Побудова форми основана на сполученні за висотою вертикальних об’ємних елементів, що поступово зменшують її об’єм та розмір. Прикладом є будівля Вілліс Тауер (рис. 1.4), де блоки поверхів за певною пропорційністю зменшують свій розмір і звужують композицію форми. В основі композиції плану закладено чотири модульні квадрати, які збільшуються в об’ємі за висотою, утворюючи східчасту композицію.

Не менш яскравим прикладом є Вежа Банку Китаю (рис. 1.5). Будівля спроектована в стилі хай-тек і є гармонійним поєднанням сучасної архітектури і традиційного дизайну Китаю. Її називають «геометричним витвором мистецтва».

Ефектний зовнішній вигляд, що складається з простих геометричних фігур (рис. 1.5, а, б) утворюють об’ємно-просторову структуру (рис. 1.5, в), а

новаторські конструктивні рішення (рис. 1.5, в) створюють незвичайну кристалічноподібну форму. Джерелом натхнення для автора проєкту американця китайського походження Бей Юйміна стала рослина бамбук, що символізує силу і життєздатність у східній культурі.

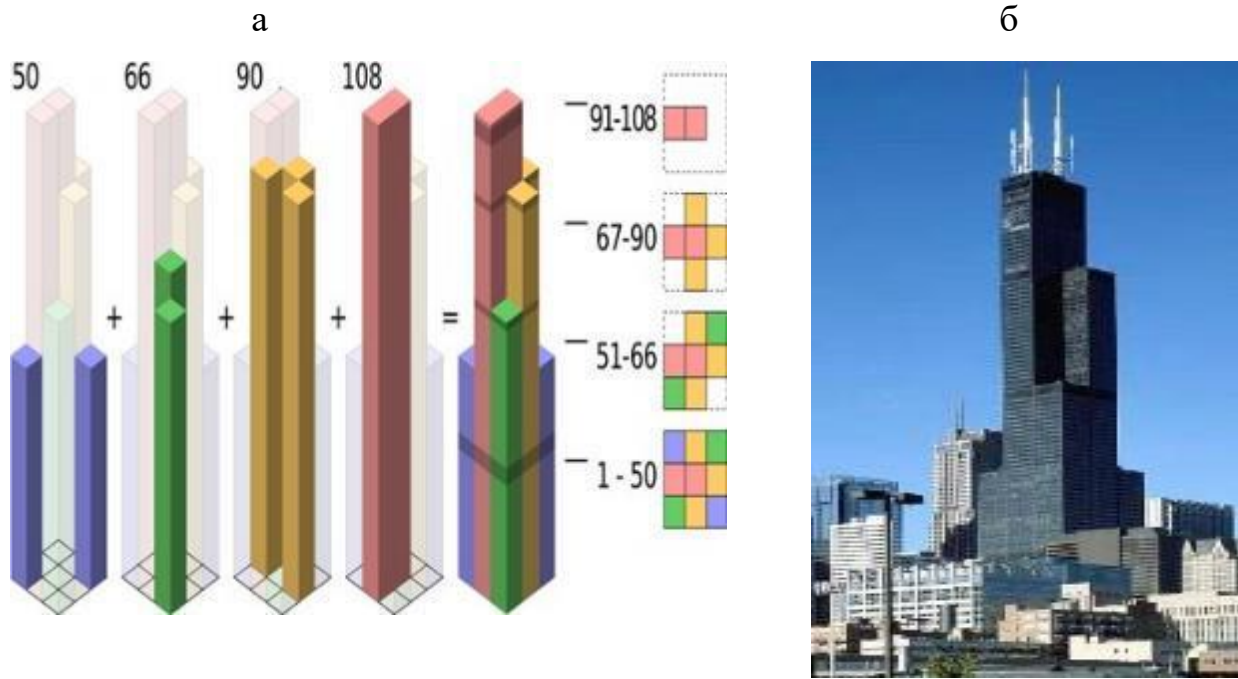


Рисунок 1.4 – Створення східчастої композиційної структури «Willis Tower» (відомий під попередньою назвою «Sears Tower») у Чикаго:

а – сполучення за висотою вертикальних об'ємних елементів; б – загальний вигляд висотної будівлі «Вілліс Тауер»

Вся конструкція спирається на п'ять сталевих колон розташованих по кутах будівлі. Колони оперезані трикутними рамами (рис. 1.5, в). Стіни складені із гігантських скляних трикутників, які облямовують металеві рами. Через незвичайну форму та відбивання сонячних променів будівля нагадує величезний кристал. Така незвичайна багатогранна форма будівлі була створена не тільки для краси. Завдяки такій формі будівля може опиратися потужним тайфунам.

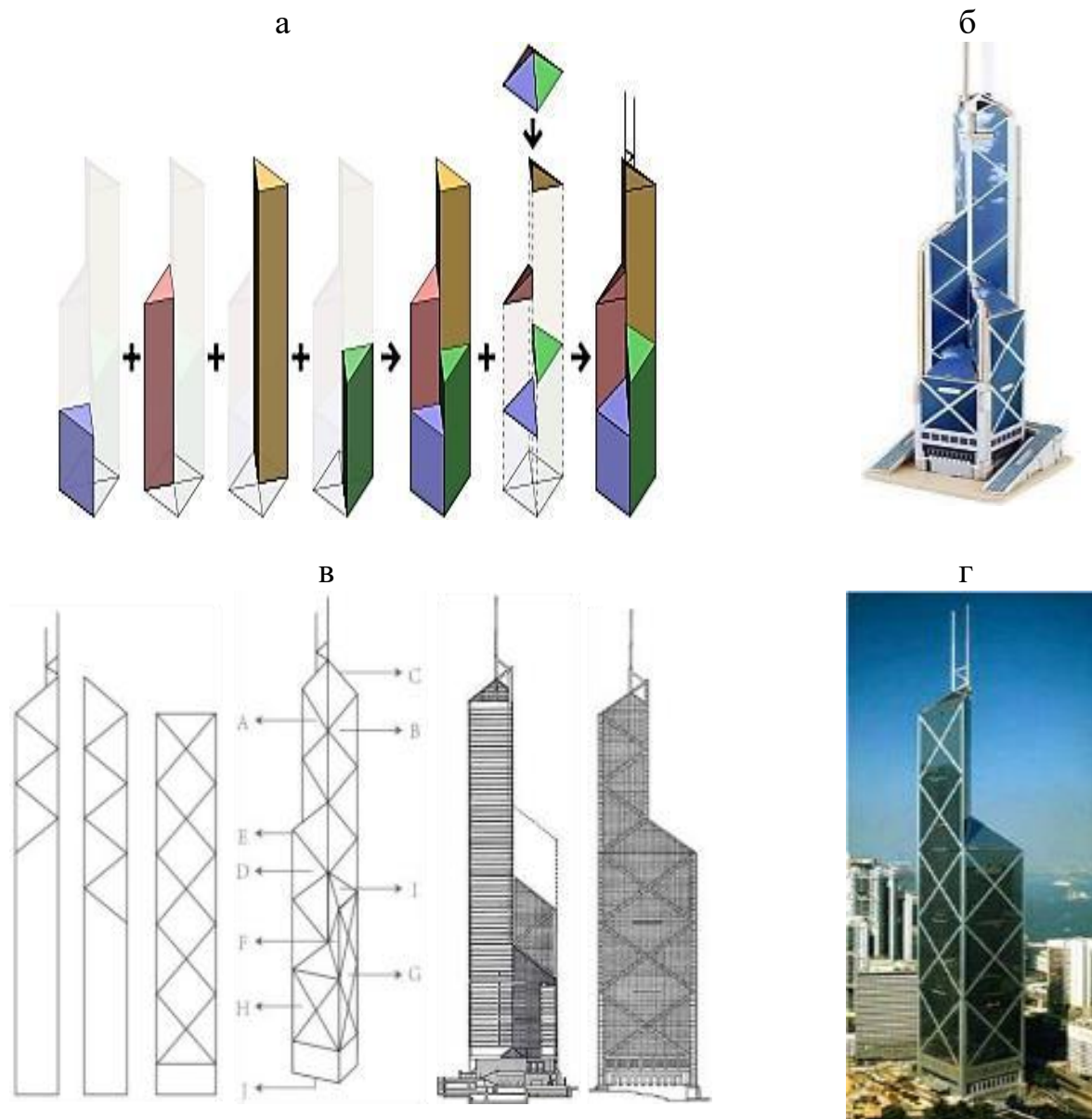


Рисунок 1.5 – Створення об'ємної форми будівля «Bankof China Tower» в Гонконгу: а – прості геометричні фігури; б – об'ємно-просторова структура; в – конструктивне рішення; г – загальний вигляд будівлі

Трансформація – формоутворення завдяки закручуванню елементів відносно композиційного центру. Закручування або зсув об'ємно-планувальних елементів (секцій, поверхів, блоків) надає формі динамічності, просторової активності всіх фасадів (рис. 1.6).

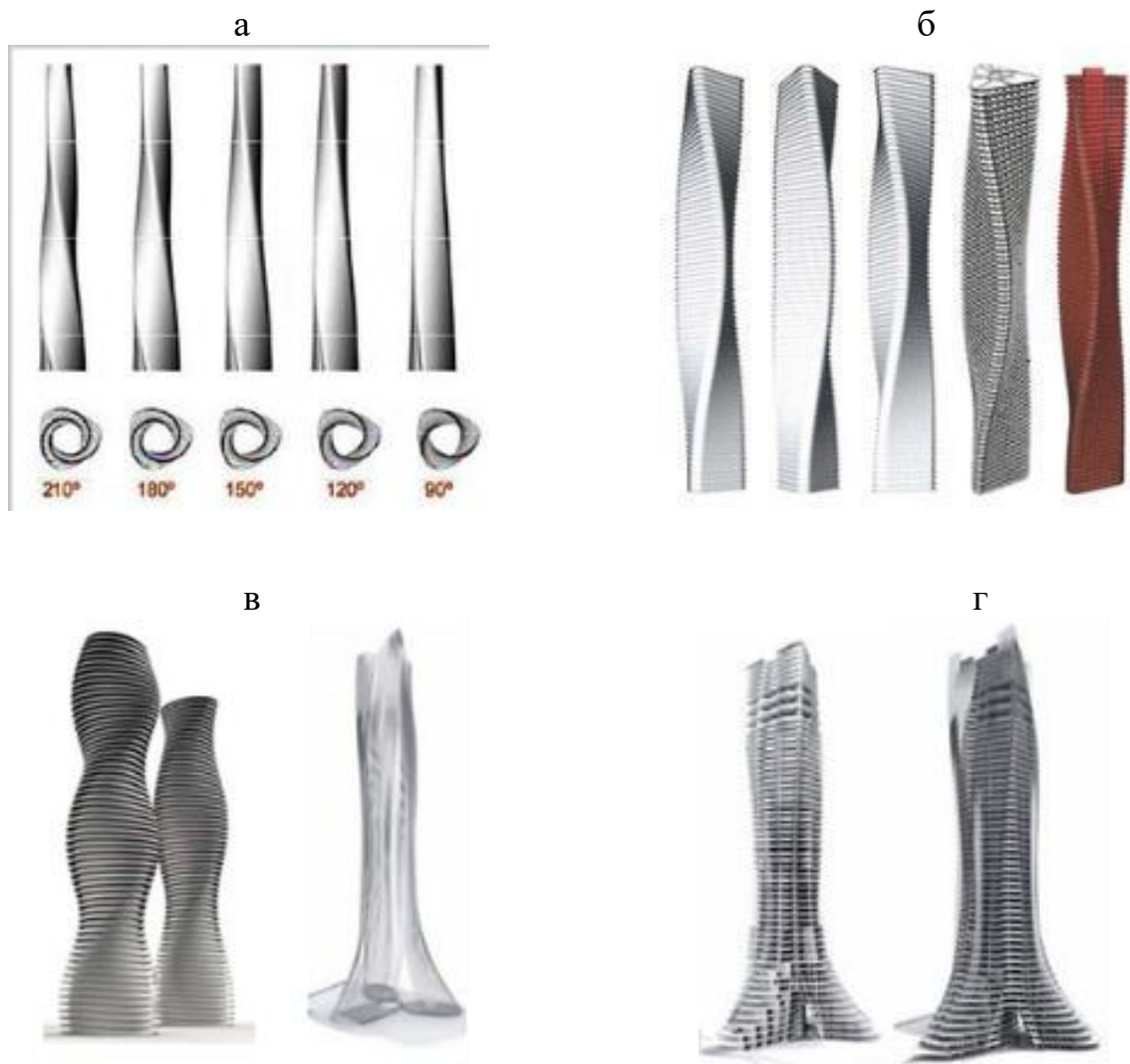


Рисунок 1.6 – Трансформація об'ємної форми висотних будівель:

а – закручування зовнішнього фасаду відносно центра будівлі; б – закручення відносно композиційних центрів; в – закручування об'ємно-планувальних елементів; г – зсув об'ємно-планувальних елементів

Наприклад, об'ємно-просторова композиція будівлі «*Turning Torso*» (з англ. перекладається як торс людини, що розгортається). У формі цієї будівлі архітектор Сантьяго Калатрава відтворив природні рухи людини. Прототипом незвичайної форми стала його скульптура – «Закручений торс». Будівля складається з 9-ти п'ятигранних призм, які трансформуються відносно центральної осі на визначений кут так, ніби людина повертається (рис. 1.7).

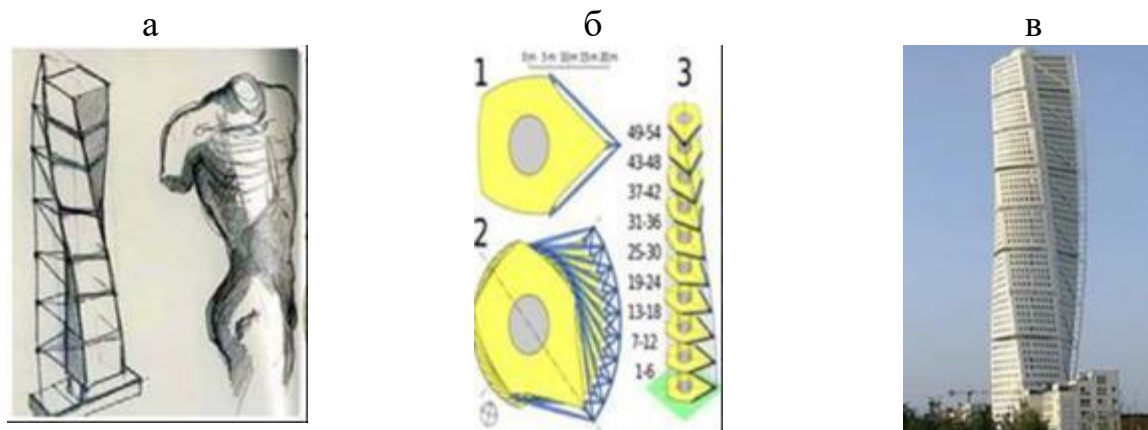


Рисунок 1.7 – Об’ємно-просторова композиція будівлі «Turning Torso»:
а – закручування зовнішнього фасаду відносно центра будівлі; б – торс людини, яка повертається; в – загальний вигляд будівлі

Рекордсменом серед спіральних споруд є «*Infinity Tower*» (Вежа Кайян під час будівництва відома як «Вежа Безкінечність») житловий хмарочос в ОАЕ, Дубай. Будівля має незвичайну спіральну форму, яка динамічно спрямовується у нескінченність.

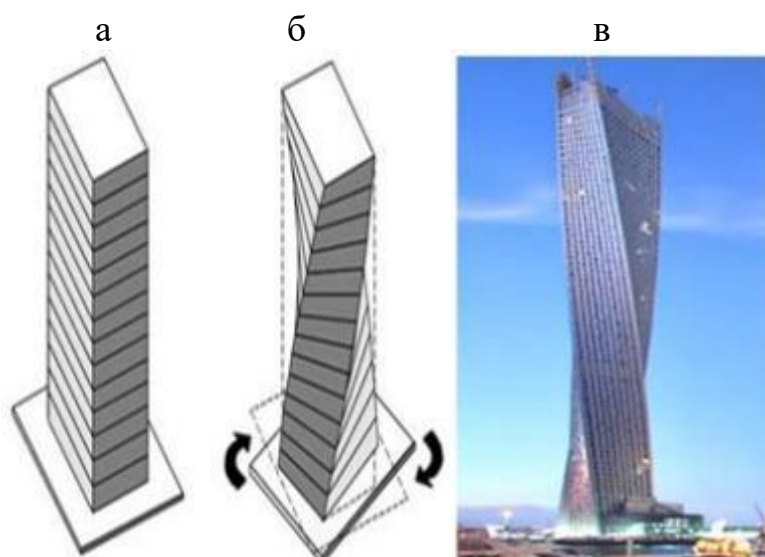


Рисунок 1.8 – Спіральна об’ємно-просторова композиція «Infinity Tower»:
а, б – закручування поверхів будівлі; б – торс людини, що розгортається;
в – загальний вигляд будівлі

Деякі фахівці називають її «Танцююча споруда», адже кожен поверх зміщений до попереднього під кутом, водночас перший поверх щодо восьмидесятого розташовується під кутом у дев'яносто градусів. Багато експертів порівнюють цей хмарочос зі справжнім витвором мистецтва та вважають унікальною перлиною дубайської архітектури (рис. 1.8).

Висотний комплекс «*Absolute World Towers*» (Абсолютний мир) розташований у Канаді, у місті Міссіссог. Дві житлові вежі близнюки мають витончену «скручену» об'ємно-просторову композицію. Особливістю веж є те, що в них немає двох однакових поверхів і балконів. Таке формоутворення створило не тільки унікальні будівлі, а й забезпечило органічне поєднання з існуючим міським пейзажем (рис. 1.9).

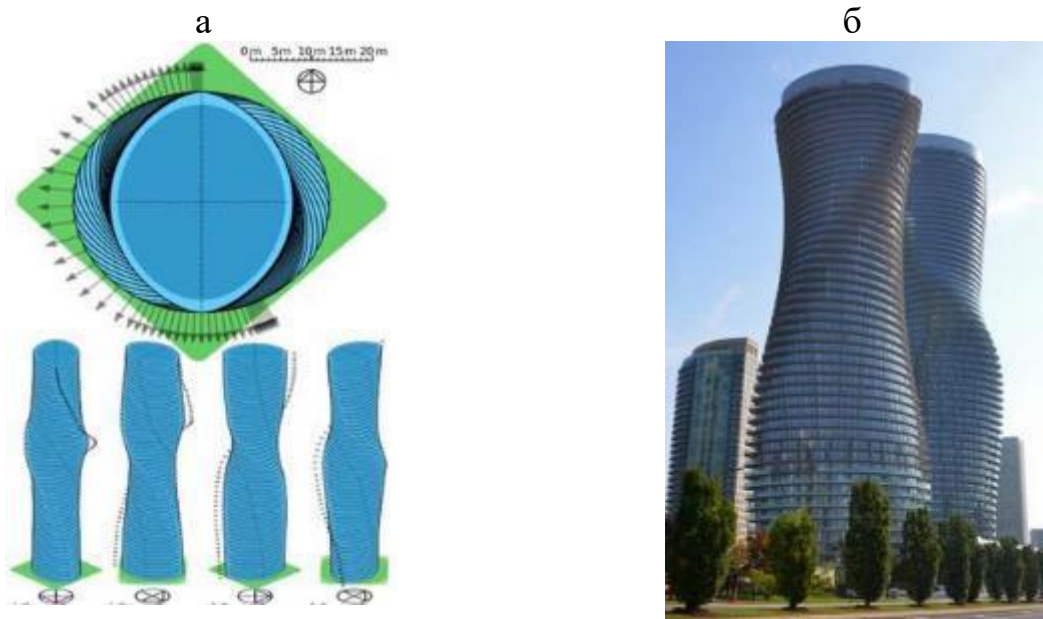


Рисунок 1.9 – Закручена об'ємно-просторова композиція висотного комплексу «*Absolute World Towers*»: а – закручування поверхів будівлі;
б – загальний вигляд будівлі

Найбільш складним прикладом формоутворення є хмарочос «*Al Hamra Tower*» (Вежа Аль-Хамра) у Кувейті, у місті Ель-Кувейт. Вежа Аль-Хамра незвичайна своєю асиметричною формою, що нагадує накинута плащ. Така форма будівлі містить не тільки естетичні, але і практичні цілі, створюючи певні

теплоізоляційні функції із захисту від перегріву. Хмарочос має вражаючий футуристичний вигляд (рис. 1.10).

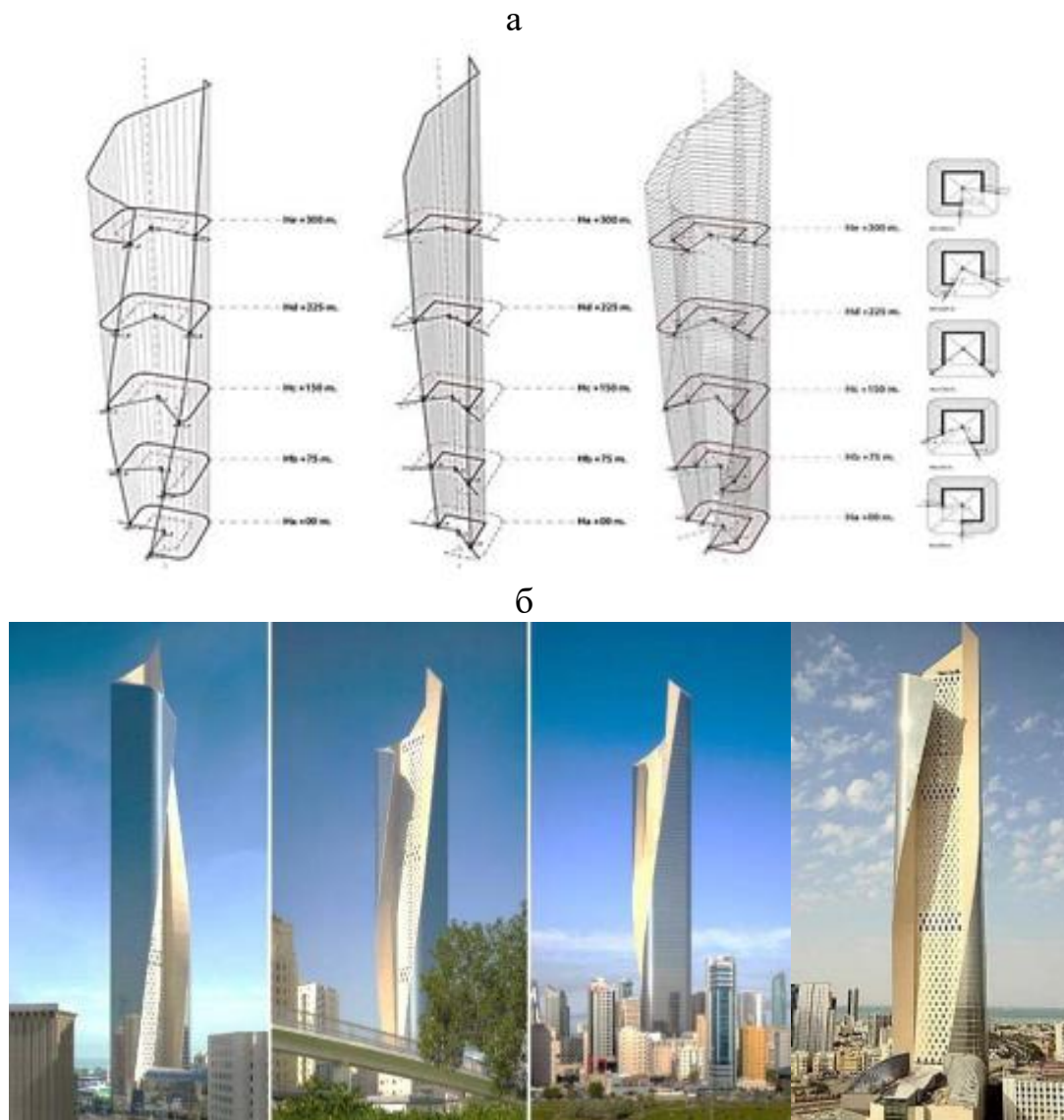


Рисунок 1.10 – Хмарочос «Al Hamra Tower»:

а – утворення об’ємно-просторової композиції; б – загальний вигляд будівлі під різними кутами

Членування форми – виразність композиції досягається за допомогою використання фронтальних акцентних елементів, що виступають (западають) із площини основного об’єму. Водночас фронтальні елементи можуть бути різними за геометрією, фактурою, кольором. Під час виявлення форми висотної

споруди використовують функціональні елементи – проміжні поверхи (зимовий сад, тераси, оглядові та відкриті майданчики), технічні поверхи, сходи тощо.

Прикладом членування форми є хмарочос «New York by Gehry» («Нью-Йорк-бай-Гери», раніше відомий як Бікман-Тауер), у м. Нью-Йорк зведений у стилі деконструктивізму. Будівля має хвилястий фасад, конструкція якого виготовлена з ефектом драпувальної тканини. Фасад виконаний більш ніж із 10 500 сталевих панелей. Деякі з них плоскі, деякі випуклі. Багато вікон розташовані не у чергу, їхні розміри варіюються, і завдяки хвилястому фасаді кожне вікно налаштовано відмінно одне від одного. Південна сторона будівлі абсолютно плоска, хоча виконана із таких же конструктивних панелей. Вона слугує укріпленням структурного складу будівлі (рис. 1.11).

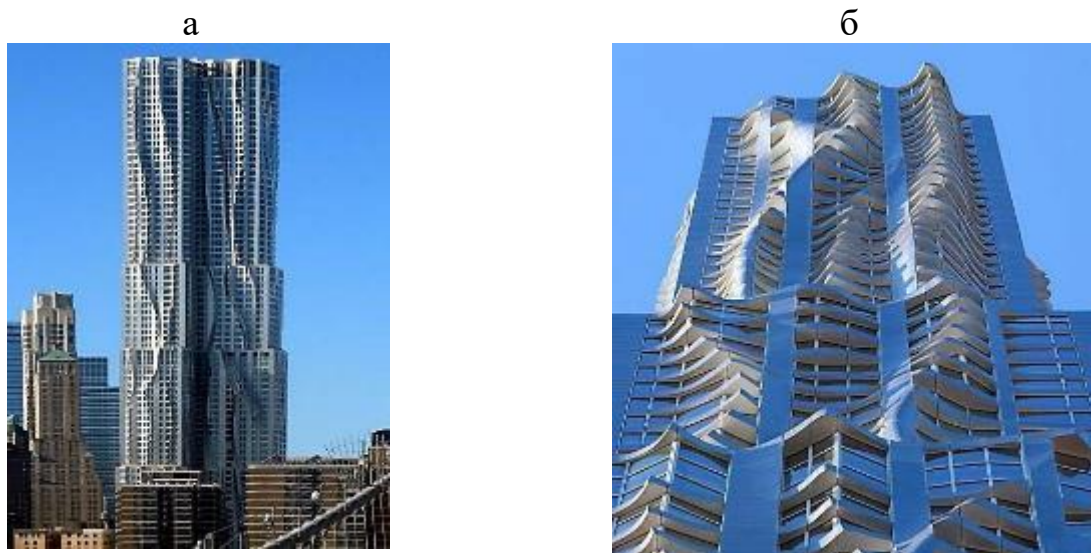


Рисунок 1.11 – Об’ємно-просторова композиція хмарочоса «Al Hamra Tower»:

а – фронтальні акцентні елементи фасаду; б – плоскі, опуклі та западальні сталеві панелі фасаду

Співставлення об’ємних елементів композиції – застосування різних за геометрією, фактурою, кольором об’ємів. Виразність композиції досягається завдяки пропорційним співставленням об’ємно-планувальних елементів різних за геометрією та фактурою поверхонь, що створює їх різномасштабність.

Прикладом пропорційного співставленням об'ємно-планувальних елементів є вежа «Burj Khalifa» (Вежа Бурдж Халіфа) в ОАЕ, м. Дубаї (рис. 1.12).

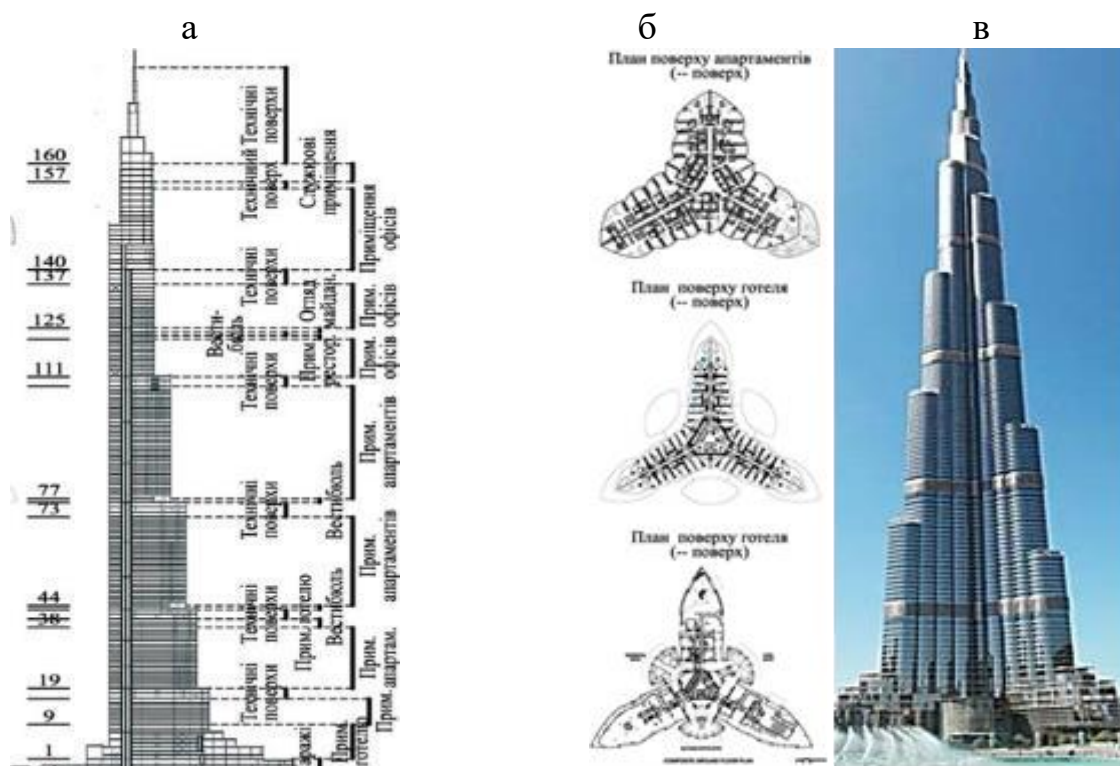


Рисунок 1.12 – Об'ємно-просторова композиція хмарочоса «Burj Khalifa»: а – пропорційне співставлення об'ємно-планувальних елементів за висотою; б – планування за поверховістю; в – загальний вигляд будівлі

Сполучення прийомів формоутворення під час організації архітектурно-художньої виразності висотних об'єктів дозволяє отримати велике розмаїття варіантів гармонійних, цілісних і динамічних висотних структур. Таким чином, можна зазначити, що формоутворення та архітектурно-художнє рішення висотної будівлі не може залежати тільки від його призначення. Узгодженість архітектури у цьому питанні є обов'язковою умовою висотного будівництва. Побудова об'ємно-просторової композиції, художнє рішення деталей фасадів повинні розкривати призначення будівлі, створюючи відповідний емоційний настрій людини. Все це визначає унікальність будівлі та її статус у системі містобудування, комфортність умов та відповідні споживчі якості.

1.3 Функціонально-планувальні рішення висотних будівель

Функціонально-планувальне рішення будь-якої будівлі залежить від кількості функціонально-утворюючих елементів. Залежно від кількості функціонально-утворюючих елементів висотні будівлі поділяють на монофункціональні, спеціалізовані, поліфункціональні.

Монофункціональні – висотні будівлі, що містять один функціонально-утворюючий елемент. Такі будівлі проєктуються житловими або громадськими (готелі, офіси, навчальні заклади тощо).

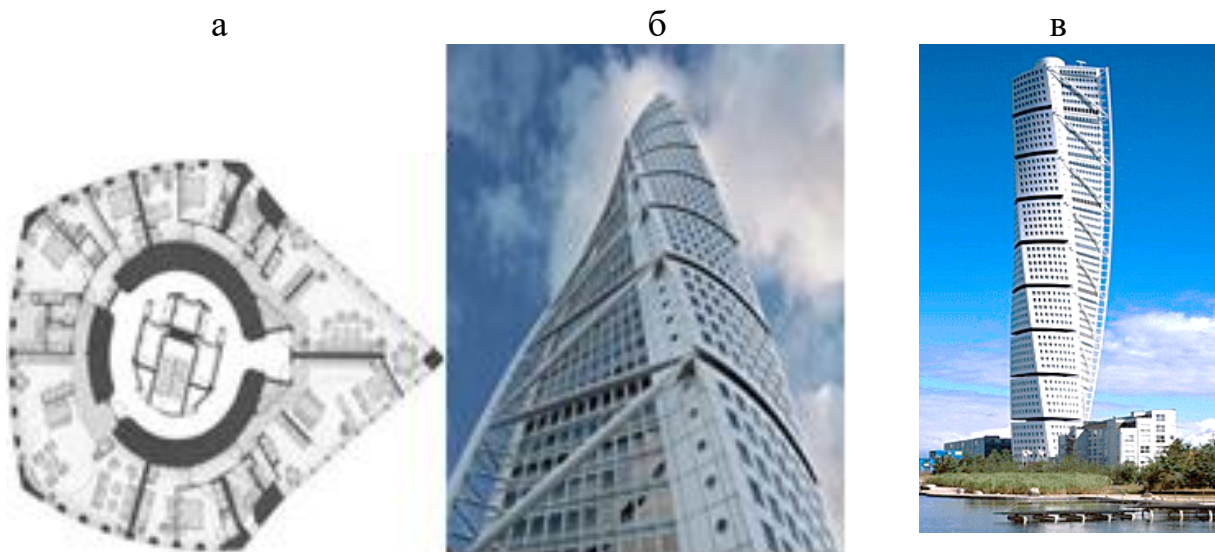


Рисунок 1.13 – Житловий комплекс «Turning Torso», Швеція, м. Мальме:

а – типовий план житлового поверху як один функціонально-утворюючий елемент; б – обертання кожного поверху та сегментів за годинниковою стрілкою; в – загальний вигляд будівлі

Прикладом монофункціональної висотної будівлі є 54-поверховий житловий комплекс «Turning Torso» (закручений торс або будинок, що обертається). Основою будівлі є один функціонально-утворюючий елемент – типовий план житлового поверху. Кожен поверх має п'ятикутну форму із вертикальним ядром, що підтримується зовнішнім сталевим каркасом. Конструкція будівлі складається із 9-ти сегментів по 5 поверхів кожна. Кожен з сегментів повернутий убік за годинниковою стрілкою відносно першого

сегменту, а останній сегмент повернутий на 90°. В нижніх двох сегментах розташовані офіси. З третього по дев'ятий сегмент розташовано 147 житлових апартаментів (рис. 1.13).

Спеціалізовані – висотні будівлі, що містять два або більше функціонально-утворюючі елементи, один з яких є основним та займає більше 85 % корисної площі об'єкта. Найчастіше, цей вид функціональної взаємодії набуває вигляду підпорядкованих другорядних функцій у складі монофункціональної висотної будівлі. Так, висотна будівля фінансового центру «Guangzhou CTF Finance Centre» має три основні та два допоміжні функціонально-утворюючі елементи. В хмарочосі зі 111-ти поверхів, 80 поверхів займають офісні приміщення, на інших поверхах розташовано 414 квартир, 27 готельних номерів, парковка, розрахована на 1705 автомобілів, розташована на перших та підземних поверхах (рис. 1.14)

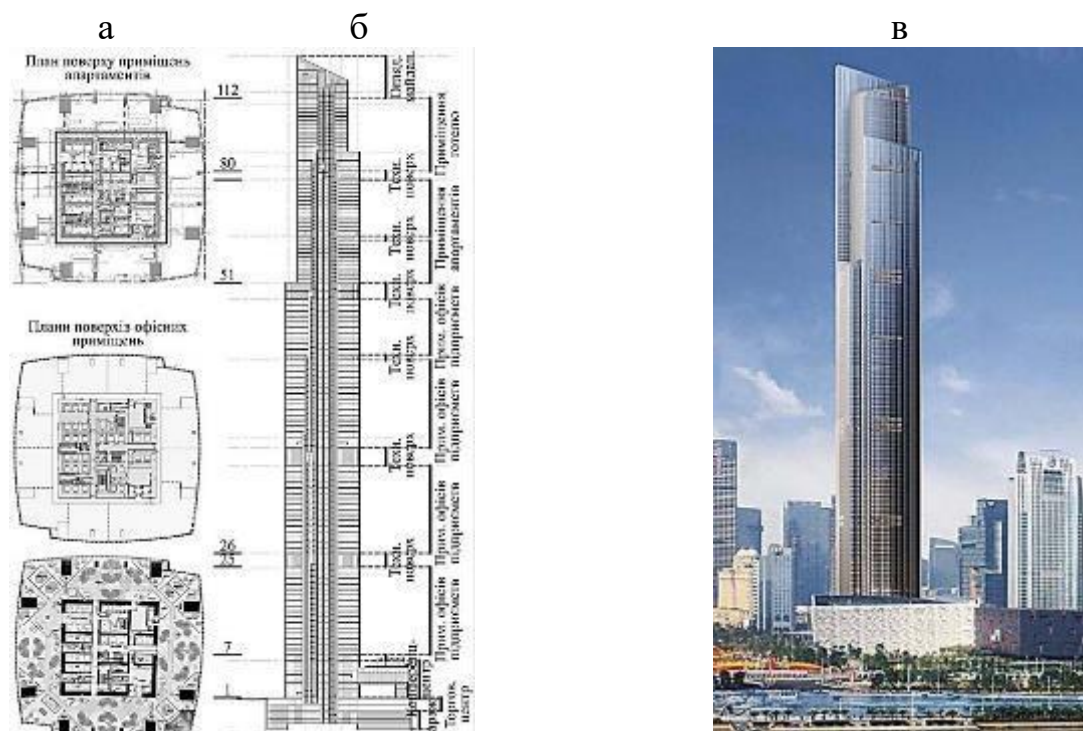


Рисунок 1.14 – Спеціалізований хмарочос «CTF Finance Centre» (Фінансовий центр CTF), Китай, м. Гуанчжоу: а – функціональні плани поверхів як функціонально-утворюючі елементи об'єкта; б – вертикальне планування функціонально-утворюючих елементів; в – загальний вигляд будівлі

Поліфункціональні – висотні будівлі, які містять багато основних та другорядних функціонально-утворюючих елементів, кожен з яких займає не менше 15 % корисної площі об’єкта. Висотна будівля «The Northeast Asia Trade Tower» (Торговельна башта Північно-східної Азії) має чотири основні і три другорядні функціонально-утворюючі елементи (рис. 1.15).

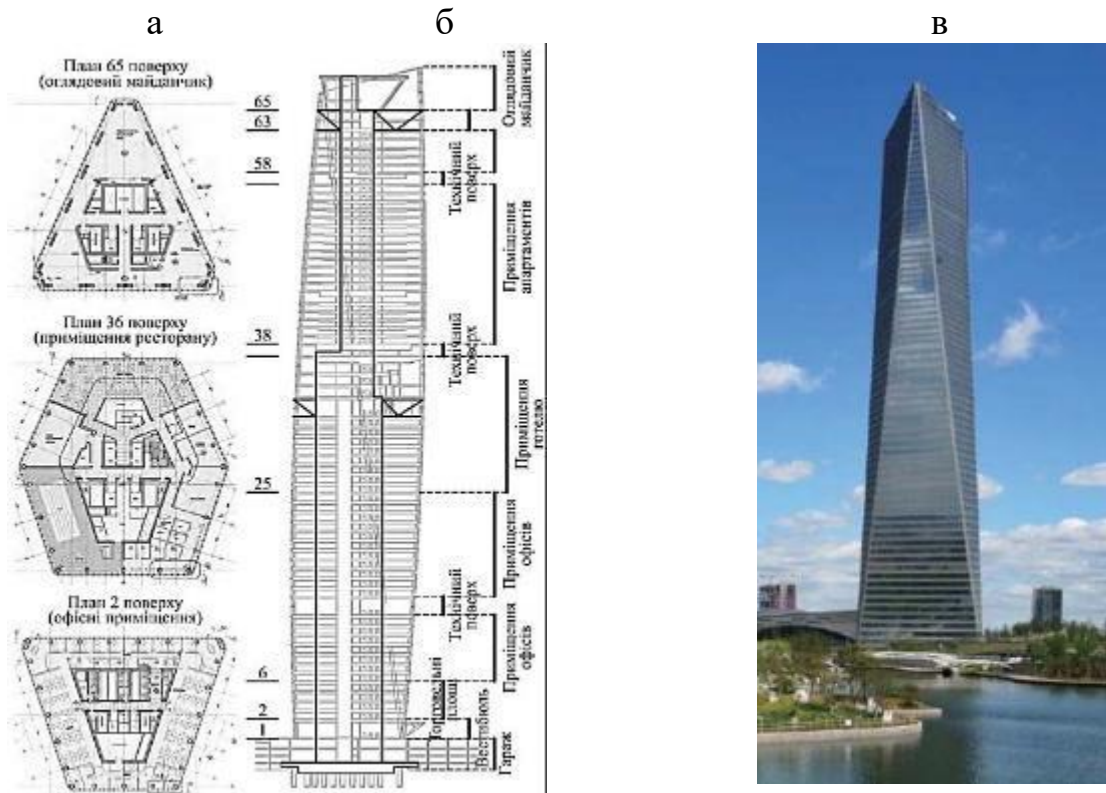


Рисунок 1.15 – Багатофункціональний хмарочос «The Northeast Asia Trade Tower», район Інчхон, Південна Корея: а – плани поверхів як функціонально-утворюючі елементи об’єкта; б – вертикальне планування функціонально-утворюючих елементів; в – загальний вигляд будівлі

Через витрати на забезпечення конструктивної жорсткості та оптимального функціонування інженерних систем найбільш раціональними у функціонально-планувальному сенсі є будівлі висотою 70 поверхів. Зі збільшенням висоти будівель зростає кількість їх функціональних складових. За даними Ради із висотного будівництва та міського середовища *The Council on Tall buildings and Urban Habitat* сектор оптимальних умов експлуатації

багатофункціональних висотних будівель обмежується параметром їх доцільної висоти – 250 м, та визначається таким співвідношенням: 47 % – монофункціональні, 25 % – офісні, 20 % – житлові, 8 % – готелі.

1.4 Планувальні рішення висотних будівель

Форми планів як формоутворюючий елемент висотної будівлі мають різні конфігурації. Варіацій поєднання різних форм є безліч. Зазвичай конфігурації планувального рішення полягають у komponуванні різних елементарних форм навколо єдиного центру (рис. 1.16). Єдиним центром може бути будь-яка проста фігура: квадрат чи прямокутник (рис. 1.16, а, б, в, г), коло (рис. 1.16, д, е, к), трикутник (рис. 1.16, є, ж.) тощо.

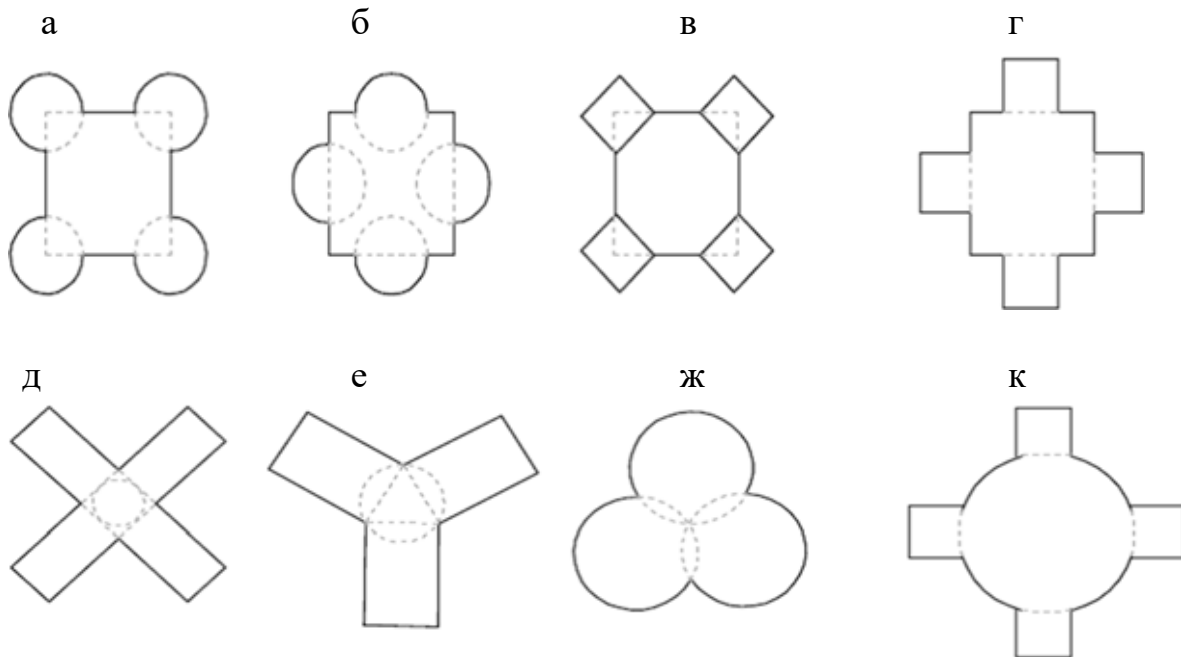


Рисунок 1.16 – Приклади конфігурацій планувальних рішень

З усього різноманіття форм конфігурацій їх поділяють на компактні плани та плани складної конфігурації.

Компактні (їх ще називають традиційні) плани містять варіанти конфігурацій, які за формою є простими геометричними фігурами, такими як квадрат, прямокутник, круг, еліпс. Такі форми є звичними для оточуючих, тому

не мають ніякої неординарності. Але у разі поєднання декількох таких фігур або за їхньої трансформації можна отримати нові планувальні рішення на відміну від простих форм. Крім того, такі зміни можуть виконувати додаткові функції або збільшувати функціональне навантаження.

До планів складної конфігурації належать хрестоподібні, парноблочні, променеві планувальні рішення або взагалі плани довільної форми. Планувальні елементи, які знаходяться навколо єдиного центру і ніби промені виходять з нього отримали назву «променеві» планувальні схеми.

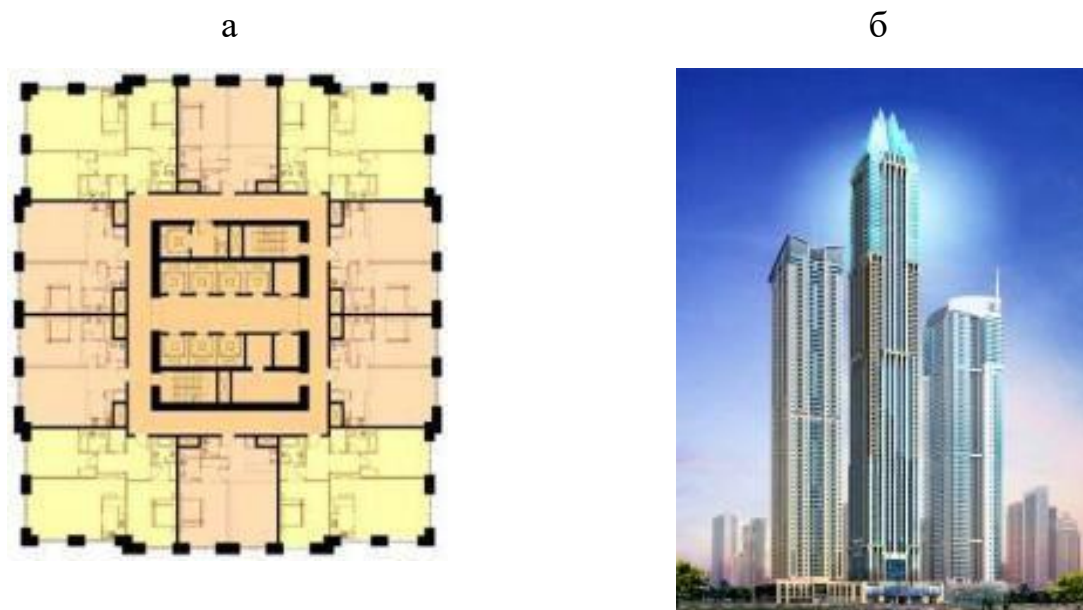


Рисунок 1.17 – Житловий хмарочос «Marina-101»: а – прямокутне компактне функціонально-планувальні рішення; б – об’ємно-просторова композиція хмарочоса

Компактні планувальні рішення. Такі рішення зазвичай секційні. Конфігурація секцій квадратна чи прямокутна і передбачає центральне розміщення ліфтів та сходових кліток. У практиці проєктування найчастіше застосовуються прямокутні планувальні схеми. У них співвідношення сторін перебуває в межах $1 : 1,5 - 1 : 2,5$. Зонування внутрішнього простору плану повинно відповідати функціональним вимогам та забезпечувати санітарно-гігієнічний комфорт за прикладом проєкту хмарочоса.

«Marina 101». Це, 101-поверховий житловий комплекс в м. Дубаї, ОАЕ. Проект розроблено архітектурною фірмою «National Engineering Bureau» та турецькою компанією TAV Construction. Будівля містить 24 готельні номери і 516 апартаментів для постійного проживання (рис. 1.17).

Загальна площа будівлі становить 153,3 тис. м². Площа квартир типового поверху варіюється від 800 м² до 1 700 м², а загальна площа квартир будинку становить 60,0 тис. м².

Яскравим прикладом круглої конфігурації планувального рішення висотних будівель є Вежа Агбар (кат. Torre Agbar), або Вежа Айгуас да Барселона (кат. Torre Aigües de Barcelona) у м. Барселона, Іспанія. Висота 33-поверхової будівлі становить 144,4 м. Будинок має колоподібну форму, яка звужується догори (рис. 1.18).

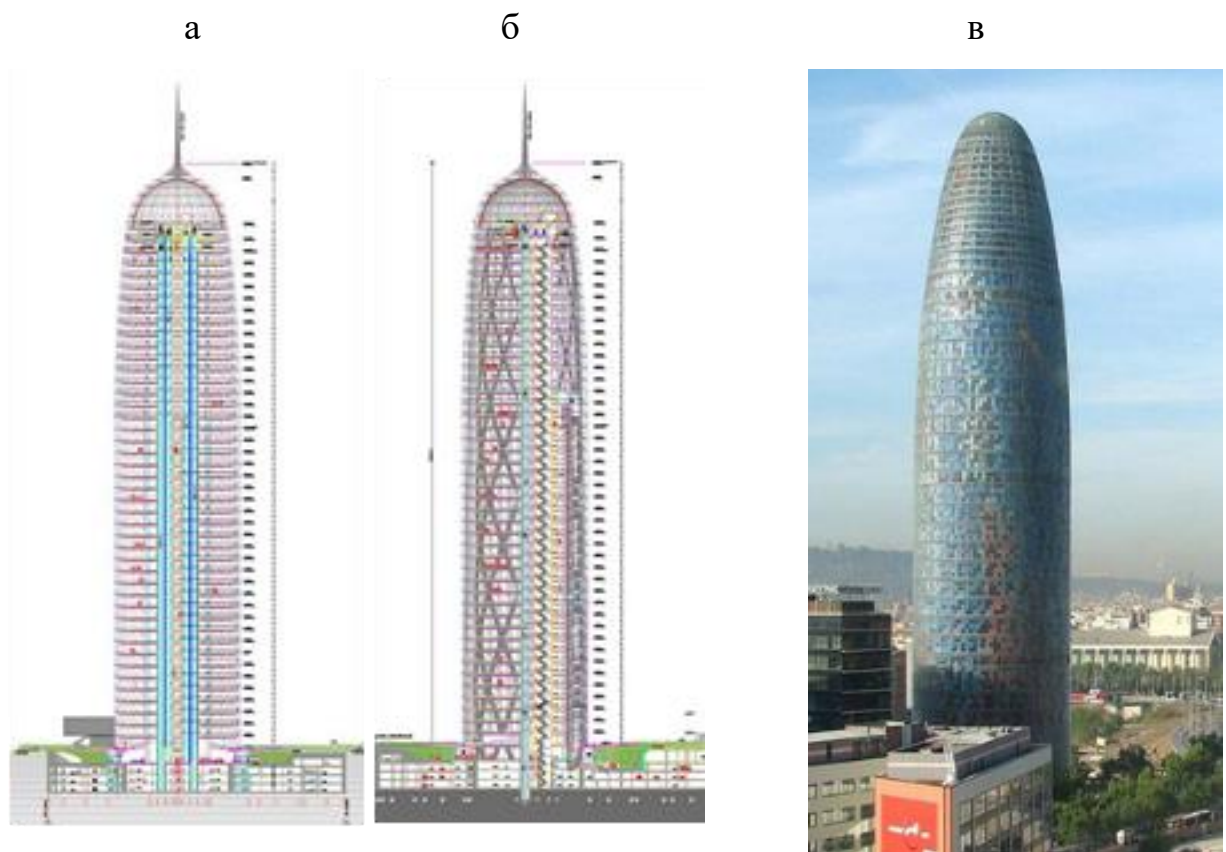


Рисунок 1.18 – Висотна будівля «Torre Aigües de Barcelona»:

а – компактне функціонально-планувальні рішення; б – об’ємно-просторова композиція хмарочоса; в – загальний вигляд будівлі

Проект хмарочоса розроблено французьким архітектором Жаном Нувелем у стилі Хай-тек, і хоча дизайн поєднує в собі низку різних архітектурних концепцій, за словами Жана Нувеля, на цю форму його надихнула гора Монсеррат, яка розташована біля Барселони. Через свою незвичайну форму будівля має кілька прізвиськ: «el supositorio» (свічка), «l'obús» (снаряд). Хмарочос збудовано із залізобетону, фасад вкрито склом.

Визначальною особливістю будівлі є її облямівка із різнокольорових металевих панелей, в яких розташовано близько 4 500 пристроїв освітлення, що використовують світлодіодні технології. Вони утворюють складні кольорові поєднання (до 16-ти мільйонів кольорів), створюючи ефект «пікселізованого» кольору: здалеку пікселі зливаються, і башта здається такою, що переливається всіма барвами веселки.

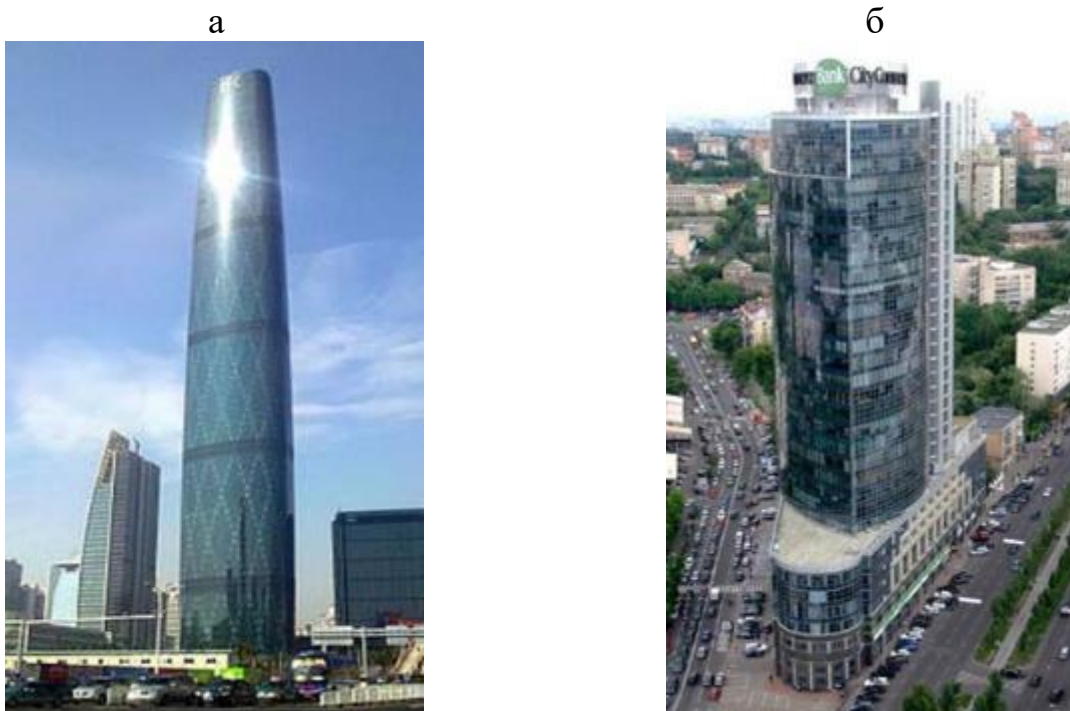


Рисунок 1.19 – Висотні будівлі, у поверхові плани яких закладено овальне рішення: а – хмарочос «Guangzhou International Finance Centre»; б – висотна будівля «Парус»

Овалом в плані, спроектована висотна будівля Міжнародного фінансового центру Гуанчжоу (англ. *Guangzhou International Finance Centre*), м. Гуанчжоу,

КНР. Висота 103-поверхового хмарочоса становить 437,5 м. Будівля спроектована таким чином, що від основи башта трохи розширюється до середини, потім знову звужується до даху, що надає будові особливу витонченість. Серцевина башти виконана із залізобетону, форму надає трубчастий каркас (рис. 1.19, а).

Прикладом овальної планувальної схеми є одна із найвищих будівель Києва по вулиці Мечникова, 2 – «Парус» (англ. *The Sail*). Загальна висота офісного центру у 36 поверхів становить 156 м. Проєкт висотної будівлі розроблено «Архітектурним бюро Комаровського» та «Архітектурним бюро Бабушкіна» (рис. 1.19, б). Особливістю будівлі є те, що *в плані будівля нагадує овальну зернину сочевиці*.

Як показує практика, за умов компактного планування висотних будинків комунікаційне ядро займає 25–30 % площі плану поверху. Підвищення поверховості вимагає збільшення кількості ліфтів і відповідно збільшення площі комунікаційного ядра, що підвищує вартість комунікацій. Але компактність комунікацій за рахунок їхнього розташування у ядрі зменшує їхню довжину, що дозволяє раціонально використовувати комп'ютеризовані та автоматизовані інженерні системи.

Компактність планів висотних будівель дозволяє раціонально використовувати для забудови невеликі за площею ділянки, розташовані у забудові, створюючи містобудівельні акценти міст.

Складна конфігурація планувальних рішень. До таких планувальних рішень належать: Т-подібні, хрестоподібні, променеві, парноблочні та довільні планувальні форми.

Класичним прикладом трипроменевої конфігурації планувального рішення є висотний житловий хмарочос Лейк-Пойнт Тауер (англ. *Lake Point Tower*) в м. Чикаго, США. Висота 70-ти поверхового хмарочоса становить 197 м. Проєкт розроблено Асоціацією Шиппорайт-Хайнрих разом із архітектором Гремом Андерсоном. Центральним планувальним елементом будівлі є трикутник, звідки виходить три прямокутні промені (рис. 1.20).



Рисунок 1.20 – Висотна житлова будівля «Lake Point Tower»:

а – трипроменева конфігурації планувального рішення; б – об’ємно-просторова композиція хмарочоса; в – загальний вигляд будівлі

В будь-яких променевих планувальних схемах довжина променів необмежена і може досягати 60 м.

Прикладом довільної планувальної форми є висотний багатофункціональний комплекс Марина Бей Сендс (англ. Marina Bay Sands) у м. Сінгапур. Комплекс містить три 55-поверхові вежі висотою 194 метри.

На дахах трьох веж розташована велика тераса у вигляді гондоли, в якій знаходяться басейн та сад «Sands SkyPark» площею 12,4 тис. м². Відкрита платформа для відвідувачів має площу 1,2 га. Басейн у стилі «Infinity Pool», імітує відсутність бортів і має довжину 146 м. Басейн складається з трьох з’єднаних між собою чаш й містить 1424 м³ води. Басейн є унікальним у світі за висотою розташування та розмірами (рис. 1.21). Проєкт комплексу був розроблений американським архітектором, професором Гарвардського університету Моше Сафді, який, за його словами, архітектурну ідею запозичив із колоди карт. Щоб поглинути коливання веж під впливом вітру, між басейнами вмонтовано три спеціальні шви із проміжками до 500 мм. Окремі опори під

кожною з трьох чаш басейну мають врівноважити індивідуальне осадження трьох веж і гарантувати збереження горизонтального положення басейну.



Рисунок 1.21 – Загальний вигляд багатофункціонального комплексу «Marina Bay Sands»

Під час проектування конфігурації планувальних рішень необхідно пам'ятати, що висотні будівлі формують аеродинамічну ситуацію у районі забудови, і їхня форма є одним із визначальних чинників формування повітряних потоків, природного освітлення, інсоляції та аерації оточуючого середовища.

Крім того, висотні будинки мають великий ступінь потенційної пожежної небезпеки, тому вони належать до особового ступеню вогнестійкості і поділяються на будинки класу «А» з умовною висотою від 73,5 м до 100 м, та класу «Б» з умовною висотою від 100 м до 150 м.

Внутрішнє облаштування хмарочосів кардинально відрізняється від облаштування будівель звичайної поверховості. Основний акцент робиться на дотриманні пожежної безпеки. Адже евакуювати людей із висотної будівлі у разі виникнення надзвичайної ситуації виявляється вкрай проблематично. Тому внутрішній простір хмарочосів розподіляють спеціальні протипожежні перешкоди. Водночас один резервний ліфт у будинку завжди залишається під'єднаним до безперебійної подачі електроживлення.

Новітні хмарочоси сплановані таким чином, щоб у надзвичайних ситуаціях люди могли сховатися на технічних поверхах, які зазвичай за умов нормальної експлуатації не використовуються. Водночас всі входи у приміщення найчастіше обладнуються подвійними дверима з метою запобігання протягів, що забезпечують полум'я киснем у разі спалахів.

Таким чином, функціонально-планувальні рішення повинні забезпечувати запобігання розвитку пожежі та забезпечення евакуації людей у разі її виникнення.

Крім цього необхідно зазначити, що знаходження людини на значній висоті порушує звичайні для людини масштаби. Виникає відчуття віддалення від реального навколишнього середовища, що може негативно впливати на емоційний стан і психіку людини під час перебування на висоті.

Проживання на висоті насамперед впливає на здоров'я дітей та літніх людей. Ці категорії мешканців найчастіше страждають від так званої «пташиної» хвороби, коли психоемоційний стан переживає процес перепаду тиску. Адже на висоті зменшується атмосферний і підвищується артеріальний тиск.

Таким чином, під час проєктування висотних будинків необхідно враховувати особливості функціонального рішення всієї будівлі: планування квартир та приміщень; забезпечення безперешкодного доступу маломобільних груп населення; доступ пожежних у будь-яку квартиру чи приміщення; розміщення ліфтів, сміттєвидалення та інших інженерно-технічних систем, комунікацій та пристроїв. Все це тісно пов'язано із конструктивними рішеннями, вимогами до опорядження будівлі та забезпечення можливості ремонту і очищення фасадів у процесі експлуатації тощо.

Концепції будь-яких планувальних рішень висотних будівель необхідно розглядати згідно з усіма містобудівними нормами та вимогами, враховуючи навколишню забудову, щоб раціонально використати площу земельної ділянки. Форма, орієнтація та розмір будинків, а також отримання інсоляційних вимог та нормативних відстаней до існуючої забудови, забезпечить максимальне

використання природного освітлення та захист від надмірних сонячних променів.

Аналіз вітчизняного і зарубіжного досвіду проєктування та зведення висотних будівель дозволяє виділити основні тенденції у розвитку архітектурно-планувальних рішень і функціональної організації:

- збільшення поверховості (висоти) об'єктів;
- зростання кількості їх функціональних складових;
- інтеграція «екологічних просторів» в структурі будівель;
- виникнення та розвиток концепції «Вертикального міста».

Тема 2 РОЗРАХУНКИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЯК КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – СПОРУДА»

Розрахунок і конструювання будинків у разі сейсмічних впливів необхідно здійснювати згідно із ДБН В.1.1-12. Вогнестійкість конструкцій і вогнезбереження будинків повинні відповідати вимогам ДБН В.1.1-7.

Під час проєктування залізобетонних конструкцій їх надійність повинна бути встановлена розрахунком за граничними станами першої та другої груп шляхом використання розрахункових значень навантажень, характеристик матеріалів, які визначаються за допомогою відповідних коефіцієнтів надійності з урахуванням ступеня відповідальності будинків.

Значення характеристичних навантажень, коефіцієнтів сполучень навантажень і коефіцієнтів надійності відповідальності конструкцій, а також розподіл навантажень на постійні й тимчасові (тривалі і короточасні) необхідно обирати згідно із ДБН В.1.2-2.

Порядок прикладання постійних і тривало діючих навантажень повинен визначатися графіком провадження робіт або за фактом.

Розрахункова схема будинку містить дані про навантаження та фізичну модель. Фізична модель будинку є тривимірною системою із колон, стін, плит, балок і їх сполучень, а також містить дані про фізико-механічні властивості матеріалів і навантаження. Розподіл зусиль у просторових системах значною мірою обумовлюється характеристиками жорсткості елементів і їх сполученнями, які залежать як від матеріалу і його напруженого стану, так і від якості виготовлення й монтажу, наявності дефектів, передісторії навантаження, типу конструкції, вологості матеріалу, ступеня пошкодження (спрацьованості), температури тощо.

Розрахунки напружено-деформованого стану залізобетонних стержневих, пластинчастих і об'ємних елементів і їх сполучень розроблені в існуючих нормативних документах тільки для нормальних перерізів у разі простих впливів.

Для довільних перерізів стержневих і пластинчастих елементів зі складними впливами (випадки характерні для всіх елементів просторової схеми висотного будинку) рекомендується використовувати апробовані комп'ютерні програми, що реалізують алгоритми, засновані на фундаментальних положеннях деформаційної теорії залізобетону (законі плоских перерізів, нелінійній залежності між напруженнями й деформаціями, обмеженні на значення лінійних деформацій тощо) і загальних вимогах відповідних нормативів.

Складні просторові геометричні схеми спрощують шляхом заміни реальної конструкції умовною схемою. Колони і балки апроксимують стержнями, приведеними до осі, а плити й стіни – пластинами, приведеними до серединної площини.

Допускається застосування континуальних, дискретно-континуальних і дискретних розрахункових моделей. Рекомендується використовувати розрахункові моделі, засновані на математичній і геометричній дискретизації просторових конструкцій методом скінченних елементів (МСЕ).

За необхідності допускається комп'ютерне моделювання окремих вузлів або фрагментів конструкцій на основі використання фізично нелінійних тривимірних скінченних елементів, спеціальних елементів, що моделюють тертя, проковзування, попередній натяг тощо. В особливо відповідальних випадках результати комп'ютерного моделювання рекомендується підтверджувати натурними експериментами.

Рекомендується застосовувати програмні комплекси, в яких реалізовані процедури розрахунку конструкцій з урахуванням фізичної й геометричної нелінійності, а також процесів, пов'язаних із життєвим циклом конструкції. У необхідних випадках рекомендується за цими програмними комплексами здійснювати розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону й ґрунтової (пальної) основи і виконувати ДБН В.2.2-24:2009. Комп'ютерне моделювання процесів зведення каркаса висотного будинку здійснюється із урахуванням зміни фізико-механічних властивостей бетону в процесі зведення,

а також процесів, пов'язаних із динамічними впливами (сейсміка, вітер), та процесів, пов'язаних з форс-мажорними ситуаціями (прогресуюче обвалення).

Розрахунок несучих конструктивних систем містить:

- визначення зусиль в елементах конструктивної системи (колонах, плитах перекриттів і покриття, фундаментних плитах, стінах, ґрунтовій або пальовій основах);
- визначення переміщень конструктивної системи в цілому й окремих її елементів, а також прискорень коливання перекриттів верхніх поверхів;
- розрахунок на стійкість конструктивної системи (стійкість форми й положення);
- оцінку опору конструктивної системи прогресуючому обваленню;
- оцінку несучої здатності й деформації основи.

Розрахунок несучої конструктивної системи, що містить надземні і підземні конструкції й фундамент, необхідно проводити для всіх послідовних стадій зведення (у випадку істотної зміни розрахункової ситуації) і для стадії експлуатації, обираючи розрахункові схеми, що відповідають розглянутим стадіям. Водночас необхідно враховувати:

- порядок прикладання та зміни вертикального навантаження і жорсткостей елементів у процесі монтажу й експлуатації;
- утворення тріщин від температурно-просідальних деформацій бетону в процесі твердіння і наявність технологічних швів під час бетонування захватками;
- величину міцності і жорсткості бетону в момент звільнення конструкції від опалубки і передачі навантаження від розташованих вище поверхів.

Розрахунок несучої конструктивної системи в загальному випадку необхідно проводити у просторовому поставленні з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, фундаменту й основи під ним.

Розрахунок несучих конструктивних систем треба проводити із використанням лінійних і нелінійних жорсткостей залізобетонних елементів.

Лінійні жорсткості залізобетонних елементів визначають такі, як для суцільного пружного тіла.

Нелінійні жорсткості залізобетонних елементів визначають за поперечним перерізом з урахуванням можливого утворення тріщин, а також з урахуванням розвитку непружних деформацій у бетоні й арматурі, що відповідають короточасній і тривалій дії навантаження.

Значення нелінійних жорсткостей залізобетонних елементів необхідно визначати залежно від стадії розрахунку, вимог до розрахунку й характеру напружено-деформованого стану елемента.

На першій стадії розрахунку конструктивної системи, коли армування залізобетонних елементів невідомо, нелінійну роботу елементів рекомендується враховувати шляхом зменшення їх жорсткостей за допомогою умовних узагальнених коефіцієнтів.

На наступних стадіях розрахунку конструктивної системи, коли стає відомим армування залізобетонних елементів, до розрахунку необхідно додати уточнені значення жорсткостей елементів, які визначені з урахуванням армування, утворення тріщин і розвитку непружних деформацій у бетоні й арматурі згідно із вказівками чинних нормативних документів із проектування залізобетонних конструкцій.

У результаті розрахунку несучої конструктивної системи повинні бути встановлені: у колонах – значення поздовжніх і поперечних сил, згинальних моментів, а в необхідних випадках – і крутних моментів; у плоских плитах перекриттів, покриттях і фундаментах – значення згинальних і крутних моментів, поперечних і поздовжніх сил.

Зусилля в елементах конструктивної системи необхідно визначати від дії поздовжніх розрахункових постійних, тривалих, короточасних і епізодичних навантажень, а також їх основних і аварійних сполучень.

На першій стадії розрахунку для оцінки зусиль в елементах конструктивної системи допускається брати наближені значення жорсткостей елементів, маючи

на увазі, що розподіл зусиль в елементах конструктивних систем залежить не від величини, а зазвичай від співвідношення жорсткостей цих елементів.

Для більш точної оцінки розподілу зусиль в елементах конструктивної системи рекомендується брати уточнені значення жорсткостей із понижувальними коефіцієнтами. Водночас необхідно враховувати істотне зменшення жорсткостей у плитних елементах, що згинаються (у результаті можливого утворення тріщин) порівняно із позацентрово стиснутими елементами. У першому наближенні рекомендується брати модуль пружності матеріалу (E_c), який дорівнює з понижувальними коефіцієнтами: 0,6 – для вертикальних стиснутих елементів; 0,3 – для плит перекриттів (покриттів) і балок з урахуванням тривалості дії навантаження.

У результаті розрахунку несучої конструктивної системи повинні бути встановлені значення вертикальних переміщень (прогинів) перекриттів і покриттів, горизонтальні переміщення конструктивної системи, а також для будинків підвищеної поверховості – прискорення коливань перекриттів верхніх поверхів. Величини вказаних переміщень і прискорення коливань не повинні перевищувати допустимих значень, установлених відповідними нормативними документами.

Горизонтальні переміщення конструктивної системи необхідно визначати від дії експлуатаційних розрахункових (для граничних станів другої групи) значень постійних, тривалих, короточасних горизонтальних і вертикальних навантажень. Вертикальні переміщення (прогини) перекриттів і покриттів визначають від дії експлуатаційних значень постійних і тривалих вертикальних навантажень. Водночас на першій стадії розрахунку рекомендується обирати зменшені значення жорсткостей елементів конструктивної системи, зокрема плит перекриттів, оскільки вертикальні переміщення (прогини) прямо залежать від деформаційних властивостей плит. У першому наближенні значення знижувальних коефіцієнтів щодо початкового модуля пружності бетону з урахуванням тривалості дії навантаження рекомендується обирати: для вертикальних несучих елементів – 0,6, а для плит перекриттів (покриттів) – 0,3.

На наступних стадіях розрахунку із відомим армуванням необхідно обирати уточнені жорсткості плит з урахуванням армування, наявності тріщин і непружних деформацій у бетоні й арматурі, що визначаються чинними нормативними документами.

Прискорення коливань перекриттів верхніх поверхів будинку необхідно визначати за дією пульсаційної складової вітрового навантаження.

Під час розрахунку на стійкість конструктивної системи необхідно перевіряти стійкість форми конструктивної системи, а також стійкість положення конструктивної системи на перекидання і на зсув.

Розрахунок на стійкість конструктивної системи необхідно проводити на дію поздовжніх розрахункових постійних, тривалих, короточасних і епізодичних вертикальних і горизонтальних навантажень.

Під час розрахунку стійкості форми конструктивної системи рекомендується обирати зменшені жорсткості елементів конструктивної системи (з огляду на нелінійну роботу матеріалу), оскільки стійкість конструктивної системи пов'язана із деформативністю системи й окремих елементів. Водночас значення знижувальних коефіцієнтів у першому наближенні рекомендується обирати з урахуванням того, що стійкість конструктивної системи залежить від опору здебільшого позацентрово стиснутих вертикальних елементів із тривалою дією навантаження й у стадії, що наближається до граничної. Запас стійкості повинен бути не менше ніж дворазовим.

Під час перевірки загальної стійкості конструкцій дозволяється використовувати таке сполучення навантажень, при якому поздовжні сили та коефіцієнти розрахункової довжини досягають максимальних значень, і поширювати результати цієї перевірки на інші можливі сполучення навантажень.

Під час розрахунку стійкості положення конструктивної системи необхідно розглядати як жорстке недеформоване тіло. Під час розрахунку на перекидання утримуючий момент від вертикального навантаження повинен перевищувати перекидний момент від горизонтального навантаження із коефіцієнтом не менше, ніж 1,5.

Під час розрахунку на зсув утримуюча горизонтальна сила повинна перевищувати діючу зсувну силу із коефіцієнтом 1,2. Водночас необхідно враховувати найбільш несприятливі значення коефіцієнтів надійності щодо навантаження. Несучу здатність і деформації основи необхідно оцінювати згідно із відповідними нормативними документами за допомогою зусиль, що впливають на основу і знаходяться під час розрахунку конструктивної системи будинку. Розрахунок перекосів від нерівномірних вертикальних деформацій сусідніх несучих конструкцій (стін і колон) необхідно проводити з урахуванням фактичного порядку зведення будинку, а також часу і тривалості прикладання навантажень для врахування нелінійних деформацій у залізобетонних конструкціях

Методи розрахунку. Просторова конструктивна система є статично невизначеною системою. Для розрахунку несучих конструктивних систем рекомендується використовувати дискретні розрахункові моделі, що розраховуються методом скінченних елементів.

Дискретизацію конструктивних систем проводять із застосуванням оболонкових, стержневих і об'ємних (якщо це необхідно) скінченних елементів, які використовуються в ухваленій розрахунковій програмі.

Під час створення просторової моделі конструктивної системи необхідно враховувати характер спільної роботи стержневих, оболонкових і об'ємних скінченних елементів, пов'язаний із різною кількістю ступенів свободи для кожного із зазначених елементів.

Деформативні властивості основи необхідно враховувати шляхом використання загальноприйнятих розрахункових моделей основи Вінклера або Пастернака.

Коефіцієнти постелі необхідно визначати відповідно до осідання основи, яка може бути обчислена за схемами лінійно деформованого напівпростору або лінійно деформованого шару. Під час розрахунку на динамічні впливи допускається брати коефіцієнт збільшення жорсткості основи. Із використанням пальових або пальово-плитних фундаментів палі необхідно моделювати як

залізобетонні конструкції або враховувати їхню спільну роботу із фундаментом узагальнено, як єдину основу з використанням наведеного коефіцієнта постелі основи.

Модель пальової основи рекомендується розглядати у фізично нелінійному поставленні, щоб урахувати початкове вирівнювання нерівномірних зусиль у палях, обумовлених більшою жорсткістю паль на периферії пального поля.

Палі моделюються вертикальними елементами, жорсткість яких визначається за нормативними документами, або в результаті натурних випробувань пробних куців паль. Палі можуть також моделюватися стрижневим елементом (залізобетонною колоною) у ґрунтовому масиві. Сприйняття горизонтальних зусиль ґрунтовою або пальною основою допускається моделювати за допомогою впровадження горизонтальних в'язей скінченної жорсткості у вузли, які перебувають на рівні контакту основи і фундаментної плити (згідно з ДБН В.2.2-24:2009).

За необхідності врахування різних факторів поширення вимушених коливань у ґрунті (вплив наявних включень, моделювання роботи паль у ґрунті тощо) рекомендується масив ґрунтової основи моделювати плоскими або тривимірними скінченними елементами ґрунту, що враховують фізичну нелінійність його роботи.

Під час побудови скінченно-елементної розрахункової моделі розміри й конфігурацію скінченних елементів необхідно брати з огляду на можливості застосування конкретних розрахункових програм так, щоб була забезпечена необхідна точність визначення зусиль за довжиною колон і за площею плит перекриттів, фундаментів і стін з урахуванням спільної кількості скінченних елементів у розрахунковій схемі, що впливає на тривалість розрахунку.

Рекомендується під час розрахунку спільної схеми будинку й окремих елементів застосовувати принципи фрагментації. Під час розрахунку загальної схеми будинку на горизонтальні й вертикальні навантаження необхідно використовувати модель із досить рідкою скінченно-елементною сіткою. Розміри скінченних елементів у цьому випадку можуть не перевищувати $\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$

висоти поверху. Розрахунки окремих елементів будинку (плит перекриттів, стін, фундаментних плит) у цьому випадку проводяться як розрахунки окремих конструктивних схем із більш густою скінченно-елементною сіткою на місцеве навантаження й переміщення вузлів, спільних із вузлами загальної схеми.

Під час організації такого розрахунку рекомендується застосовувати програмні комплекси (ПК «МОНОМАХ»), у яких автоматично реалізовані принципи фрагментації.

Після визначення армування у плитах перекриттів і покриттів необхідно зробити додатковий розрахунок конструктивної системи для уточнення прогинів цих конструкцій, беручи уточнені значення згинальних жорсткостей скінченних елементів плит з урахуванням армування у двох напрямках відповідно до чинних нормативних документів.

Аналогічний додатковий розрахунок необхідно виконати для більш точної оцінки згинальних моментів в елементах перекриттів, покриттів і фундаментних плитах, а також поздовжніх сил у стінах і колонах з урахуванням нелінійної роботи арматури й бетону аж до граничних значень.

Плити перекриття рекомендується розраховувати на вертикальне навантаження й переміщення вертикальних несучих елементів, отриманих із спільного розрахунку будинку з урахуванням послідовності зведення.

Скінченно-елементну сітку необхідно згустити у місцях обпирання плити на колони, пілони й стіни. У місцях згущення бажано, щоб розміри скінченних елементів плити не перевищували найменшого розміру вертикального несучого елемента. Для більш реалістичного відображення роботи вузлів обпирання плити на колони рекомендується застосовувати методи, що моделюють кінематичну гіпотезу плоского перерізу у габариті колони (використання тіла нескінченної жорсткості), або статичну гіпотезу, яка заснована на використанні лінійного закону розподілу сил, що передаються від колони до плити.

За необхідності рекомендується проводити розрахунки окремих вузлів і елементів на основі тривимірної моделі у фізично нелінійному поставленні.

Наприклад, моделювання вузла обпирання плити на колону у випадку, якщо марка бетону колони на два і більше пунктів перевищує марку бетону плити, або моделювання роботи барети (особливий вид набивних паль) в ґрунтовому масиві тощо.

Розрахунок несучих залізобетонних елементів конструктивної системи (колон, стін, плит перекриттів, покриттів і фундаментів) необхідно проводити за граничними станами двох груп: за несучою здатністю (за міцністю і стійкістю) і за експлуатаційною придатністю (за тріщиностійкістю і деформаціями). Водночас розрахунок на стійкість окремих стиснутих елементів (колон і стін) рекомендується проводити в рамках розрахунку за міцністю цих елементів з урахуванням впливу поздовжнього вигину або в межах розрахунку статично невизначеної конструктивної системи.

Розрахунок на міцність перерізу залізобетонного елемента рекомендується проводити на підставі нелінійної деформаційної моделі за методом граничних зусиль, тобто за умов, коли зусилля від розрахункових впливів не перевищують граничних, які може сприйняти переріз, що розраховується.

Розподіл відносних деформацій бетону та арматури за висотою перерізу елемента беруть за лінійним законом (гіпотезою плоских перерізів).

Як узагальнену характеристику механічних властивостей матеріалів (бетону та ненапруженої арматури) із одновісним напруженим станом, необхідно обирати діаграми деформування матеріалів.

Діаграми встановлюють зв'язок між напруженнями й поздовжніми відносними деформаціями за короткочасної дії одноразово прикладеного навантаження аж до встановлених граничних значень обвалення матеріалу за одновісного напруженого стану.

Діаграми, граничні значення відносних деформацій та інші розрахункові характеристики матеріалів допускається визначати відповідно до чинних нормативних документів.

Перехід від епюри напруження у бетоні й арматурі до узагальнених внутрішніх зусиль рекомендується здійснювати шляхом чисельного

інтегрування за нормальним перерізом. Опором бетону розтягнутої зони нехтують.

Положення нейтральної осі й максимальні деформації визначають із умови рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль.

Під час дії на стрижневий елемент крутного моменту розрахунок міцності проводиться за просторовим перерізом, який утворений спіральною тріщиною, розташованою під кутом до осі елемента. Розрахунок колони, яка працює на кручення, необхідно робити на основі моделі просторової ферми за умови рівноваги моментів усіх зовнішніх і внутрішніх сил у площині, нормальній до лінії, що обмежує стиснуту зону просторового перерізу відносно осі, яка перпендикулярна до цієї площини і проходить крізь точку прикладання рівнодійних зусиль у стиснутій зоні. У якості розрахункового обирають замкнений коробчастий переріз із товщиною умовної стінки, що не перевищує фактичної товщини.

Відкритий поперечний переріз необхідно розподіляти на окремі частини, кожен з яких розглядають як прямокутний переріз.

Міцність і жорсткість під час кручення необхідно визначати шляхом підсумовування міцностей або жорсткостей окремих прямокутних частин відповідно.

Спільну дію згинального й крутного моментів, а також крутного моменту і поперечних сил для простих перерізів рекомендується враховувати відповідно до чинних нормативних документів.

Розрахунок міцності і тріщиностійкості плоских плит перекриттів, покриттів, фундаментних плит і стін необхідно проводити на спільну дію згинальних і крутних моментів, поздовжніх та зсувних сил, прикладених до бічних сторін плоского виділеного елемента в напрямку взаємно перпендикулярних осей, а також на дію поперечних сил.

Під час використання в розрахунках об'ємних скінченних елементів (наприклад, у товстих фундаментних плитах) розтягувальні зусилля повинні бути сприйняті поздовжньою, поперечною або фібровою арматурою, а

стискальні зусилля – бетоном. Поперечне армування плит у місцях обпирання вертикальних елементів (випусків) визначається за максимальними зусиллями в нижніх перерізах колон, пілонів і стін.

Несучі залізобетонні конструкції. Основними несучими елементами конструктивної системи є колони, стіни, плити перекриттів і покриттів, різні фундаменти, зокрема пальові ростверки тощо.

Основними конструктивними параметрами колон є їхня висота, розміри поперечного перерізу, клас бетону за міцністю на стиск і вміст поздовжньої і поперечної арматури, обумовлені просторовим розрахунком каркаса.

Під час проєктування рекомендується використовувати оптимальні конструктивні параметри колон, що встановлюються на основі техніко-економічного аналізу. Мінімальний розмір поперечного перерізу колон рекомендується брати не менше ніж 30 см, для колон із витягнутим поперечним перерізом – не менше ніж 20 см, клас бетону зазвичай – не менше за В25 і не більше за В60, відсоток армування в будь-якому перерізі (включно із ділянками з напустковим з'єднанням арматури) – не більше ніж 10.

Якщо техніко-економічний аналіз конструктивних параметрів колон показує, що необхідне армування перевищує максимальні значення, рекомендується застосовувати сталезалізобетонні, зокрема трубобетонні, а також сталефібробетонні колони.

Якщо техніко-економічний аналіз конструктивних параметрів колон показує, що необхідний клас бетону перевищує В60, рекомендується застосовувати для колон сталезалізобетонні рішення. Використання високоміцного бетону В70 – В90 і вище можливо на основі спеціальних експериментальних досліджень.

Основними конструктивними параметрами стін є розміри (товщина стін), клас бетону за міцністю на стискання і вміст вертикальної арматури (відсоток армування), обумовлені висотою будинку, навантаженнями на перекриття, кроком стін.

Під час проєктування рекомендується використовувати оптимальні конструктивні параметри стін, які встановлені на основі техніко-економічного аналізу. Водночас розміри поперечного перерізу (товщину) стін рекомендується брати не менше ніж 20 см (верхніх поверхів – не менше ніж 18 см), клас бетону – не менше ніж В25, відсоток армування в будь-якому перерізі стіни (включно із ділянками із напустковим з'єднанням арматури) – не більше ніж 10.

Із прольотами до 6–8 м перекриття рекомендується виготовляти плоскими, із більшими значеннями – плоскими із капітелями або міжколонними балками й стінами, а із прольотами до 12 м – із міжколонними балками або стінами та ребристими і пустотними плитами.

Для зальних приміщень розміром 12–15 м рекомендуються кесонні, ребристі або пустотні плити зі спіранням по чотирьох сторонах на балки й стіни.

Основними конструктивними параметрами плоских плит перекриттів є розміри поперечного перерізу (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і вміст поздовжньої арматури, які визначаються залежно від навантаження на перекриття та довжини прольотів

Під час проєктування рекомендується використовувати оптимальні конструктивні параметри перекриттів, встановлені на основі техніко-економічного аналізу. Водночас товщину плоских плит перекриттів суцільного перерізу рекомендується брати не менше ніж $1/30$ довжини найбільшого прольоту і не більше ніж 25 см, клас бетону – не менше за В20. Висота пустотних, ребристих і кесонних плит береться не менше ніж 25 см і не більше 50 см, клас бетону – не менше за В25 (згідно з ДБН В.2.2-24:2009).

У плоских плитах перекриттів на густо армованих ділянках навколо колон, де діють максимальні поперечні згинальні сили і крутні моменти, для запобігання продавлюванню, спрощення армування й полегшення бетонування рекомендується укладання фібробетону класу за міцністю на розтяг не менше ніж В25.

Основними конструктивними параметрами плоских фундаментних плит є розміри (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і вміст поздовжньої

арматури, які визначаються залежно від реактивного тиску ґрунту основи і кроку колон і стін.

Під час проєктування рекомендується використовувати оптимальні конструктивні параметри фундаментних плит, встановлені на основі техніко-економічного аналізу. Водночас товщину фундаментних плит рекомендується брати не менше ніж 60 см (товщина однієї з плит із коробчастими і кесонними фундаментами) і не більше ніж 200 см, клас бетону – не менше В20, армування – не менше 0,3 %, а марку за водонепроникністю – не менше W6.

Ребристі й коробчасті фундаменти складаються із плитних і стінових елементів і застосовуються для підвищення жорсткості будинку, а із висотою більше ніж 2 м також для використання підземного простору як технічних поверхів.

Пальові фундаменти складаються із монолітних ростверків у вигляді спільних фундаментних плит, стрічкових фундаментних плит під стінами, окремо фундаментних плит, що перебувають під колонами, та забивних, буронабивних, буроін'єкційних та інших паль.

Тип і розташування паль по полю фундаментної плити необхідно вибирати залежно від конструктивної системи будинку, навантажень, що припадають на палі, та від інженерно-геологічних умов основи.

Конструювання основних несучих конструкцій монолітних будинків

Колони армують поздовжньою, зазвичай симетричною арматурою, розташованою по контуру поперечного перерізу та, у необхідних випадках, усередині поперечного перерізу, та поперечною арматурою по висоті колони, що охоплює всі поздовжні стрижні й розташована по контуру і всередині поперечного перерізу.

Конструкцію поперечної арматури у межах поперечного перерізу та максимальні відстані між хомутами і зв'язками по висоті колони необхідно брати такими, щоб запобігти випинанню стиснутих поздовжніх стрижнів і забезпечити рівномірне сприйняття поперечних сил по висоті колони.

Стіни зазвичай рекомендується армувати вертикальною і горизонтальною арматурою, розташованою симетрично біля бічних сторін стіни, і поперечними зв'язками, що з'єднують вертикальну й горизонтальну арматуру, розташовану в протилежних бічних сторонах стіни.

Максимальну відстань між вертикальними й горизонтальними стрижнями, а також максимальну відстань між поперечними зв'язками необхідно брати такою, щоб запобігти випинанню вертикальної стиснутої арматури і забезпечити рівномірне сприйняття зусиль, що діють у стіні.

На торцевих ділянках стіни по її висоті необхідно встановлювати поперечну арматуру у вигляді П-подібних або замкнених хомутиків, що створюють необхідне анкерування кінцевих ділянок горизонтальних стрижнів і захищають від випинання торцеву стиснену вертикальну арматуру стін.

Зони стику стін у місцях перетину необхідно армувати по всій їх висоті перехресними П-подібними або гнутими хомутами, які забезпечують сприйняття концентрованих горизонтальних зусиль у з'єднаннях стін, а також захищають вертикальні стиснуті стрижні у з'єднаннях від випинання, що й забезпечує анкерування кінцевих ділянок горизонтальних стрижнів.

Армування пілонів, які займають за своїми геометричними характеристиками проміжне положення між стінами й колонами, виконують як для колон або як для стін залежно від співвідношення довжини й ширини поперечного перерізу пілонів. Зі співвідношенням меншої сторони до більшої більше ніж 1:4 тип армування наближається до типу армування колони. Зі співвідношення меншої сторони до більшої менше ніж 1 : 4 тип армування наближається до типу армування стіни (основна арматура розташовується вздовж довгих сторін).

Кількість вертикальної й горизонтальної арматури у стіні необхідно встановлювати відповідно до діючих у стіні зусиль. Водночас рекомендується передбачати рівномірне армування по площі стіни зі збільшенням армування біля торців стіни й біля отворів.

Армування плоских плит необхідно здійснювати поздовжньою арматурою у двох напрямках, розташованою біля нижньої й верхньої граней плити, а в необхідних випадках (згідно із розрахунком) і поперечною арматурою, розташованою біля колон, стін і за площею плити.

На кінцевих ділянках плоских плит необхідно встановлювати поперечну арматуру у вигляді П-подібних хомутив, розташованих по краю плити, що забезпечують сприйняття крутних моментів біля краю плити й необхідне анкерування кінцевих ділянок поздовжньої арматури.

Кількість верхньої й нижньої поздовжньої арматури у плиті перекриття (покриття) необхідно встановлювати відповідно до діючих зусиль. Водночас рекомендується для нерегулярних конструктивних систем з метою спрощення армування встановлювати нижню основну арматурну сітку ($\varnothing 10$ або $\varnothing 12$ з кроком 200), а у прольотах встановлювати додаткову арматуру, яка відповідає прольотним моментам.

Основну верхню арматуру необхідно брати такою ж, як і нижню, а біля колон і стін встановлювати додаткову верхню арматуру, яка разом із основною повинна сприймати опорні зусилля в плиті. Для регулярних конструктивних систем поздовжню арматуру рекомендується встановлювати за надколонними і міжколонними смугами у двох взаємно перпендикулярних напрямках відповідно до діючих у цих смугах зусиль.

Для скорочення витрат арматури можна також рекомендувати встановлення по всій площині плити нижньої й верхньої арматури, що відповідають мінімальному відсотку армування, а на ділянках, де діють зусилля, що перевищують зусилля, які можуть сприйматися цією арматурою, встановлювати додаткову арматуру, яка разом із зазначеною арматурою сприймає діючі на цих ділянках зусилля. Такий підхід приводить до більш складного армування перекриттів, що вимагає більш ретельного контролю арматурних робіт. Армування фундаментних плит необхідно проводити аналогічним способом.

У товстих фундаментних плитах, крім поздовжньої арматури, яка встановлюється у верхній і нижній гранях плити, необхідно передбачати поздовжню арматуру, розташовану в середній зоні по товщині плити.

Для зменшення витрат сталі й полегшення бетонування у колонах, балках і фундаментних плитах замість стикування стрижневої арматури діаметром 20 мм і більше шляхом перепуску рекомендується її стикувати в торець за допомогою ванного зварювання або обтискних муфт. Шви бетонування у плоских плитах рекомендується призначати у прольоті на відстані $\frac{1}{3}$ – $\frac{1}{4}$ його довжини від опор. Не потрібно призначати ці шви в крайніх прольотах плити або на консолях.

Вогнестійкість конструкцій. Із товщиною захисного шару більше 50 мм для важкого бетону його необхідно армувати сіткою діаметром 1–2 мм та кроком не більше 70 мм × 70 мм.

Для підвищення меж вогнестійкості статично невизначених конструкцій можливе збільшення площі арматури у верхній зоні проти необхідної із розрахунку на міцність.

Тема 3 ПРОГРАМНІ КОМПЛЕКСИ, ЯКІ ЗДІЙСНЮЮТЬ РОЗРАХУНОК І ПРОЄКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Вся історія будівельної механіки в докомп'ютерний період була пов'язана з розробкою прийомів, орієнтованих на чисельну реалізацію тієї або іншої розрахункової схеми.

Методи моментних і кутових фокусних відношень, метод Кроса, метод перерозподілу початкових кутових деформацій, метод пружного центру та інші прийоми – ось невеликий перелік з величезної низки прийомів, що існували у той час, і методів розрахунку конструкцій, які, по суті, зводилися до прагнення уникнути великої кількості обчислень. І коли фахівець складав розрахункову схему, він насамперед думав про можливість вирішення задачі у такому поставленні.

Стан докорінно змінився із появою ЕОМ і методу скінченних елементів. Метод скінченних елементів (МСЕ) – це чисельний метод вирішення задач прикладної фізики. Ключова ідея методу під час аналізу поведінки конструкцій полягає в наступному: суцільне середовище (конструкція в цілому) моделюється шляхом розбиття її на ділянки (скінченні елементи), в кожній з яких поведінка середовища описується за допомогою окремого набору вибраних функцій, що уособлюють напруження і переміщення у зазначеній ділянці. Ці набори функцій часто задаються у такій формі, щоб задовольняти умовам неперервності описуваних ними характеристик у всьому середовищі. Приклад скінченно-елементної моделі вузла з'єднання елементів металоконструкцій та розподіл нормальних напружень в ньому із навантаженням, отримані за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР.

Програмний комплекс ЛІРА-САПР – це багатофункціональний програмний комплекс для розрахунку, дослідження і проєктування конструкцій різного призначення. ПК ЛІРА-САПР заснований на використанні методу скінченних елементів (МСЕ) у формі переміщень, що визнаний у світі основним інструментом чисельного аналізу міцності та стійкості будівельних конструкцій.

ПК ЛІРА-САПР успішно застосовується в розрахунках об'єктів будівництва, машинобудування, мостобудування, атомної енергетики, нафтовидобувної.

Програмні комплекси ЛІРА мають більш ніж 50-річну історію створення, розвитку і використання в наукових дослідженнях і практиці проектування конструкцій. Вони безперервно удосконалюються і пристосовуються до нових операційних систем і графічних середовищ. Крім загального розрахунку моделі об'єкта на всі можливі види статичних навантажень, температурних, деформаційних і динамічних дій (вітру з урахуванням пульсації, сейсмічних дій тощо), ПК ЛІРА-САПР автоматизує низку процесів проектування: визначення розрахункових сполучень навантажень і зусиль, підбір і перевірку перерізів сталевих і залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон і балок. ПК ЛІРА-САПР дозволяє досліджувати загальну стійкість моделі, що розраховується, перевіряти міцність перерізів елементів по різних теоріях руйнувань, надає можливість проводити розрахунки об'єктів з урахуванням фізичної і геометричної нелінійностей, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу і демонтажу елементів.

ПК ЛІРА-САПР складається з декількох взаємопов'язаних інформаційних систем:

1. ВІЗОР-САПР – система, яка організовує єдине графічне середовище користувача з багаточисельними можливостями синтезу і аналізу завдання, що розв'язується.

2. ПРОЦЕСОР складається із набору спеціалізованих підпроцесорів, що вирішують завдання у лінійному та нелінійному поставленні, проводять розрахунок на стійкість і динамічні дії, реалізують супер-елементний підхід та дозволяють змоделювати процес зведення конструкції.

3. ЛАРМ-САПР – система проектування залізобетонних елементів.

4. СТК-САПР – система проектування сталевих елементів.

5. КС-САПР – конструктор перерізів.

6. РС-САПР – редактор бази даних прокатних сортаментів.

7. КМ-САПР – інтегрована у середовище AutoCAD система, що дозволяє на основі результатів розрахунку провести виконання робочих креслень.

8. ДОКУМЕНТАТОР – система підготовки конструкторської документації.

Лінійні задачі – це задачі, в яких зв'язок між силами, що діють на конструкцію, і переміщеннями її точок обирається лінійним, а основою фізичних рівнянь зазвичай є узагальнений закон Гука. Насправді це часто не відповідає дійсності. Наприклад, бетон, дерево, пластик і деякі інші будівельні матеріали характеризуються нелінійною залежністю напружень від деформацій навіть за невеликих навантажень. Така нелінійність називається фізичною. Проявляється вона під час виникнення пластичних деформацій, із криволінійною діаграмою «напруження деформації», зі зміною властивостей матеріалів під дією зовнішніх впливів тощо. Під час значних переміщень, співрозмірних з розмірами конструкції, необхідно враховувати геометричну нелінійність, наприклад, у разі поздовжнього і поздовжньо-поперечного згину стержнів, а також зміни координат точок конструкції через порівняно великі переміщення.

Особливе місце посідає конструктивна нелінійність, пов'язана зі зміною розрахункової схеми конструкції в процесі навантаження (врахування однобічних зв'язків): у разі контактної взаємодії деформованих тіл (однобічні опори, тріщини), під час розрахунку конструкцій типу вант, із затяжками тощо.

Розрахунок нелінійних систем є більш складним завданням порівняно із рішенням лінійних задач, оскільки тут доводиться враховувати деформований стан розглянутої ділянки, відмовитися від принципу незалежності дії сил, застосовувати спеціальні методи пошуку і аналізу рішення.

За цих умов отримати аналітичний розв'язок задачі зазвичай не вдається, тому розрахунок виконується за допомогою чисельних методів найчастіше МСЕ, використовуючи при цьому процедури послідовних наближень. Методи, що розглядаються нижче, часто застосовуються для розв'язання нелінійних задач. Усі вони засновані на лінеаризації нелінійних рівнянь, тобто на пошуку розв'язання нелінійних рівнянь за допомогою розв'язання рекурентної

послідовності лінійних. Деякі із них порівняно мало відомі (метод послідовних жорсткостей), хоча у деяких випадках досить ефективні.

Розглянуті методи можна розділити на два класи:

1. **Ітераційні**, для яких відома точність рішення, але невідома кількість обчислень (ітерацій), які знадобляться, щоб досягти задану точність:

- метод пружних розв’язків: загальна матриця жорсткості подається як сума лінійної та нелінійної складових;

- метод змінних жорсткостей (у математиці він відомий як метод січних): загальна матриця жорсткості і її ітерації визначається на основі переміщень ітерації;

- метод Ньютона-Рафсона – на кожній ітерації визначається поправка на основі відхилення вузлових сил;

- метод Ньютона-Канторовича – модифікований метод Ньютона-Рафсона без перерахунку матриці жорсткості на кожній ітерації.

2. **Прямі**, для яких заздалегідь відома кількість обчислень, але невідомо, яка буде досягнута точність. Сюди належать крокові методи:

- метод послідовних жорсткостей;

- метод послідовних навантажень з урахуванням нев’язок.

Відомі також інші модифікації крокових методів. Більшість модифікацій крокових методів пов’язана з уточненням рішення на кожному або на наступних кроках.

Послідовність моделювання процесу – це зведення **життєвого циклу конструкцій у ПК ЛПРА**: 1) задається конструктивна схема усього об’єкта, тобто описуються усі елементи, включно із основними несучими елементами об’єкта (колонами, балками, плитами, діафрагмами), так і тимчасовими елементами (елементами опалубки, стійкою підмостків тощо); 2) для кожного етапу зведення описуються усі конструктивні елементи, які зведені на момент цього етапу, тимчасові опори, які є на цьому етапі, а також опори, які демонтуються на цьому етапі; 3) для кожного етапу задаються навантаження (власна вага, монтажні навантаження), які діють на цьому етапі, а також за

необхідності знижуючий коефіцієнт міцності бетону. Початкові дані для останнього етапу відповідають експлуатаційній стадії об'єкта, тобто стадії, коли об'єкт повністю зведений, прибрані тимчасові опори, набрана експлуатаційна міцність бетону, діють експлуатаційні навантаження (власна вага, вітер, сніг, корисні навантаження).

На кожному етапі зведення об'єкта відбувається розрахунок відповідної конструктивної схеми на власну вагу і монтажні навантаження з урахуванням наявних, зруйнованих або доданих тимчасових опор. Подальший розрахунок на розрахункові поєднання експлуатаційних навантажень (сніг, вітер, власна вага покрівлі) виконуються не з «нульового» НДС змонтованої конструкції, а з НДС, що відповідає останній стадії монтажу.

ПК ЛПРА має засоби, що дозволяють вивести на екран всі результати у зручній для користувача формі, наочно і швидко виконати аналіз отриманих даних, відібрати з них потрібні для складання звіту. До складу ПК ЛПРА входить система документування ДОКУМЕНТАТОР, яка дозволяє в інтерактивному режимі роботи автоматично створювати:

- таблиці з чисельними результатами розрахунку;
- листи з графічною, табличною та текстовою інформацією;
- текстові документи з описом задачі, методів її розв'язання та результатами.

Стандартні таблиці формуються для всіх задач залежно від типу розрахунку, проте для всіх розрахунків обов'язковими є:

1. Переміщення вузлів. У шапці таблиці вказуються номери вузлів схеми у порядку зростання. Під шапкою в окремих рядках вказуються номери завантажень і форми коливань, якщо завантаження є динамічними. Під номерами завантажень вказуються ідентифікатори переміщень, а в графах під номерами вузлів – їх значення.

2. Зусилля і напруження. У шапці таблиці вказується тип скінченного елемента, його порядковий номер в схемі, номер перерізу для стрижня чи вузла для 120-площинного елемента.

Під шапкою в окремому рядку вказуються номери завантажень і форми коливань, якщо завантаження динамічне. Під номерами завантажень вказуються ідентифікатори зусиль або напружень, відповідні типу елемента.

Інтерактивні таблиці дозволяють користувачу вільно змінювати їх вміст відповідно до необхідності. Для інтерактивних таблиць передбачений набір стандартних форм таблиць, які користувач може редагувати або доповнювати на власний розсуд. Створення форми таблиці це вибір змісту таблиці і відповідне формування її структури.

Передбачено такі стандартні форми таблиць:

- таблиці вузлів;
- таблиці елементів;
- таблиці вузлових навантажень;
- таблиці жорсткості;
- таблиці місцевих навантажень;
- таблиці зусиль (стрижнів);
- таблиці зусиль (пластин);
- таблиці зусиль (спец. елементів);
- таблиці РСЗ (стрижнів);
- таблиці РСЗ (пластин);
- таблиці частоти коливань;
- таблиці форми коливань і ваги мас;
- таблиці інерційних навантажень.

Виведення результатів відбувається в одиницях виміру, які були задані користувачем в опціях налаштування програмного комплексу.

Тема 4 ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Проектування висотних будинків необхідно здійснювати відповідно до вимог пожежної безпеки згідно із ДБН В.1.1-7, іншими чинними нормативними документами з питань пожежної безпеки та їх положеннями.

Перелік необхідних розрахунків (часу евакуації людей тощо) для кожного будинку визначається в процесі розроблення проєктної документації і погоджується з органами державного пожежного нагляду.

Протипожежні відстані між висотними будинками та іншими будинками необхідно брати відповідно до вимог ДБН 360 як для будинків 1-го ступеня вогнестійкості.

Відстань від висотного будинку до найближчого пожежного депо повинна бути не більше ніж 2 км із рухом шляхами міської транспортної мережі загального користування.

Під час вибору земельної ділянки для висотного будинку у складі проєкту необхідно передбачати на вказаній відстані пожежне депо, оснащене спеціальною технікою, а у разі наявності існуючого депо необхідно передбачати доукомплектування його спеціальною пожежною технікою за узгодженням із центральним (територіальним) органом державного пожежного нагляду.

Під час проектування висотного будинку необхідно передбачати проїзди для пожежної техніки, а також майданчики для пожежної техніки та вертольотів відповідно до вимог додатка М.

Необхідність оснащення висотних будинків рятувальними пристроями колективного користування, їхній тип, кількість та місця розміщення визначаються проєктною організацією за узгодженням з органами державного пожежного нагляду.

Вимоги пожежної безпеки під час влаштування автостоянок та гаражів у висотних будинках необхідно виконувати відповідно до ДБН В.2.3-15.

У висотних будинках забороняється влаштування приміщень виробничого призначення будь-якої категорії за вибухопожежною та пожежною небезпекою, а також складських приміщень категорій А та Б.

У складі експлуатаційної документації розробляються: загальна інструкція з пожежної безпеки висотного будинку; інструкція щодо дій служби пожежної безпеки та обслуговуючого персоналу у разі виникнення пожежі; інструкція з управління роботою та обслуговування автоматичних устаткувань пожежної сигналізації, пожежогасіння, протидимного захисту, протипожежного водопостачання, систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей, а також інструкція із диспетчеризації систем протипожежного захисту (СПЗ).

Об'ємно-планувальні рішення

На першому поверсі висотних будинків необхідно передбачати приміщення для пожежного пункту (ЦПУБ, диспетчерської). Приміщення для пожежного пункту (ЦПУБ, диспетчерської) необхідно проектувати впритул із примиканням до зовнішньої стіни з природним освітленням і виходом безпосередньо назовні.

Приміщення різного призначення (житлового, громадського) необхідно відокремлювати одне від одного глухими протипожежними стінами.

Рекомендації щодо вибору конструктивних рішень для збереження несучої здатності залізобетонних конструкцій під час пожежі:

1. Товщина захисного шару бетону в конструкції повинна бути достатньою для того, щоб захисний шар бетону прогрівся до температури не вище ніж 300 °С, а пожежа не впливала на подальшу експлуатацію конструкції. Під час стандартної пожежі тривалістю 180 хв товщина захисного шару бетону повинна бути не меншою ніж 60 мм. Водночас захисний шар бетону повинен мати армування у вигляді противідкільної сітки зі стрижнів діаметром 2–3 мм з вічками не більше ніж 50 мм, що буде сприяти запобіганню вибухоподібного руйнування бетону.

2. Температура прогрівання напруженої арматури під час пожежі не повинна перевищувати 100 °С для запобігання втраті попереднього напруження.

3. У колонах із поздовжньою арматурою в кількості більше чотирьох стрижнів у перерізі частину стрижнів доцільно встановлювати біля ядра перерізу колони, якщо це дозволяють зусилля, для максимально можливого віддалення арматури від поверхні, що нагрівається.

4. Колони великого поперечного перерізу із меншим відсотком армування краще опираються вогневому впливу ніж колони меншого поперечного перерізу з більшим відсотком армування.

5. Балки і колони із жорсткою арматурою всередині перерізу мають перевагу над балками, що армовані стрижневою арматурою, яка розташована біля поверхні, що нагрівається.

6. У балках, за наявності арматури різного діаметра і різного рівня, арматуру більшого діаметра необхідно розташовувати якомога далі від поверхні, яка нагрівається під час пожежі.

7. Краще використовувати широкі і невисокі балки ніж вузькі і високі. У якості основної арматури рекомендується використовувати більше двох стрижнів, а частину основної арматури розміщувати у другому ряду, максимально віддаливши її від поверхні, що нагрівається.

8. У плитах для запобігання випучуванню поздовжньої арматури у разі її нагрівання під час пожежі необхідно передбачити конструктивне армування хомутами і поперечними стрижнями.

9. Попередньо ненапружені балочні і плитні конструкції переважають попередньо напружені.

10. На опорах між сусідніми балками і між балкою і стіною повинен бути проміжок, який дозволить балці вільно подовжуватися в процесі вогневого впливу. Ширина проміжку повинна бути не менше ніж 5 % прогону балки.

11. Температурні шви необхідно заповнювати негорючими волокнистими матеріалами. Ширина температурного шва повинна бути не менше ніж 0,15 % відстані між температурними швами.

Тема 5 ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПАСПОРТ І ТЕПЛОВА ІЗОЛЯЦІЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Теплову ізоляцію висотних будинків необхідно проєктувати згідно із ДБН В.2.6-31.

У завданні на проєктування встановлюється клас енергетичної ефективності висотного будинку А або В відповідно до класифікації ДБН В.2.6-31.

Наведений опір теплопередачі непрозорих огорожувальних конструкцій чи непрозорої частини огорожувальних конструкцій (зовнішніх стін, покриття, перекриттів тощо) повинен відповідати вимогам таблиці 1 ДБН В.2.6-31 за показником мінімально допустимого значення опору теплопередачі $R_{q \min}$.

Наведений опір теплопередачі прозорих огорожувальних конструкцій повинен відповідати вимогам п. 6, а таблиці 1 ДБН В.2.6-31 за показником мінімально допустимого значення опору теплопередачі $R_{q \min}$.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі внутрішніх міжквартирних конструкцій (стін, перекриттів), що розмежовують приміщення з розрахунковими температурами повітря, які відрізняються більше ніж на 3 °С, і приміщень із поквартирним регулюванням теплоспоживання визначається згідно із 2.5 ДБН В.2.6-31, водночас розрахункові температури внутрішнього повітря приміщень беруться за вимогами розділу 7 цього нормативного документа.

Під час розрахунків опору теплопередачі огорожувальних конструкцій розрахункове значення теплопровідності береться за розрахункових умов експлуатації Б згідно із таблицею Л.1 додатка Л ДБН В.2.6-31.

Під час проєктування теплоізоляційної оболонки будинку за питомими тепловтратами на опалення обов'язкове виконання вимог 3.1 ДБН В.2.6-31. Нормативні максимальні тепловтрати висотних будинків беруться за даними таблиці 4 ДБН В.2.6-31 залежно від призначення будинку та температурної зони експлуатації з урахуванням вимог 6.2 цього нормативного документа.

Допускається застосовувати окремі конструктивні елементи теплоізоляційної оболонки зі зниженими значеннями опору теплопередачі до рівня 80 % від $R_{q \min}$ для непрозорих частин зовнішніх стін і до рівня 85 % від $R_{q \min}$ для інших огорожувальних конструкцій відповідно до формули (1) ДБН В.2.6-31 із обов'язковим виконанням умов для цих елементів теплоізоляційної оболонки за формулами (2) та (3) ДБН В.2.6-31.

Температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій $\Delta t_{пр}$ повинен відповідати вимогам таблиці 3 ДБН В.2.6-31.

Температурний перепад $\Delta t_{пр}$ під час перевірки виконання умови за формулою (2) ДБН В.2.6-31 для огорожувальних конструкцій розраховується залежно від їхнього коефіцієнта засклення згідно із додатком М ДБН В.2.6-31.

Під час розрахунку температурного перепаду для огорожувальних конструкцій із коефіцієнтом засклення більше ніж 0,18 визначається наведена температура внутрішньої поверхні непрозорої та світлопрозорої частин конструкції, яка належить відповідно до площі непрозорої та світлопрозорої частин.

Мінімально допустима температура внутрішньої поверхні непрозорих огорожувальних конструкцій у зонах теплопровідних домішок, у кутах і укосах віконних і дверних прорізів, а також стулок, коробок, імпортів, обрамлень, стояків та ригелів світлопрозорих огорожувальних конструкцій повинна бути не менше за температуру точки роси t_p із розрахунковими параметрами навколишнього середовища.

Різниця температури на внутрішній поверхні світлопрозорих огорожувальних конструкцій, включно із зонами дистанційних рамок і температури внутрішнього повітря, повинна бути не менше ніж 4 °С.

Під час визначення мінімальної температури внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій згідно із 5.10 та 5.11 розрахункове значення температури зовнішнього повітря береться залежно від температурної зони експлуатації будинку згідно із додатком Ж ДБН В.2.6-31 для огорожувальних

конструкцій до висоти 73,5 м. Для огорожувальних конструкцій, що розташовані вище умовної висоти 73,5 м, розрахункове значення температури зовнішнього повітря береться на 1 °С нижче на кожних 50 м висоти будинку відносно розрахункових значень додатка Ж ДБН В.2.6-31.

Визначення показників теплостійкості огорожувальних конструкцій встановлюється за розділом 4 ДБН В.2.6-31.

Визначення опору повітропроникності огорожувальних конструкцій здійснюється за вимогами розділу 5 ДБН В.2.6-31 з урахуванням висоти будинку та швидкості руху зовнішнього повітря за даними таблиці Т1 додатка Т ДБН В.2.6-31.

Вологісний режим огорожувальних конструкцій повинен відповідати умові відсутності конденсації вологи відповідно до розділу 6 ДБН В.2.6-31.

За результатами розрахунків теплотехнічних показників теплоізоляційної оболонки складається енергетичний паспорт будинку згідно із розділом 7 ДБН В.2.6-31 за формою відповідно до додатка Ф ДБН В.2.6-31.

Енергетичний паспорт є частиною проєктної документації. Проєктування теплоізоляційної оболонки висотних будинків треба здійснювати із застосуванням теплоізоляційних матеріалів, термін експлуатації яких складає не менше ніж 40 років; для змінних ущільнювачів – з терміном експлуатації не менше 20 років із забезпеченням ремонтпридатності елементів теплоізоляційної оболонки.

У проєктній (зокрема в архітектурних кресленнях) та експлуатаційній документації необхідно наводити дані про визначений термін служби теплоізоляційних матеріалів, що застосовуються, а також передбачати перевірку теплоізоляційних властивостей огорожувальних конструкцій після закінчення терміну служби. Водночас необхідно здійснювати вентилявання прошарку між стіною та зовнішнім личкувальним шаром.

Надходження зовнішнього повітря у приміщення у разі його природного припливу повинне здійснюватися через регульовані вентиляційні клапани та

отвори, які розташовуються у зовнішніх стінах та/або вікнах із забезпеченням у приміщеннях допустимих рівнів шуму.

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків та споруд і внутрішніх конструкцій, що розділяють приміщення, температура повітря в яких відрізняється на 3 °С та більше, обов'язкове виконання таких умов:

$$R_{\Sigma np} \geq R_{q \min},$$

$$\Delta t_{np} \leq \Delta t_{cr},$$

$$\tau_{v \min} \geq t_{\min},$$

де $R_{\Sigma np}$ – наведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції (для термічно однорідних огорожувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), наведений опір теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

$R_{q \min}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

Δt_{np} – температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і наведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, °С;

Δt_{cr} – допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і наведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, °С;

$\tau_{v \min}$ – мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних домішок в огорожувальній конструкції, °С;

$t_{\min}$ – мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні із розрахунковими значеннями температур внутрішнього і зовнішнього повітря, °С.

Мінімально допустиме значення $R_{q \min}$ опору теплопередачі непрозорих огорожувальних конструкцій, світлопрозорих огорожувальних конструкцій і дверей житлових і громадських будинків встановлюється згідно із таблицею 5.1 залежно від температурної зони експлуатації будинку.

Таблиця 5.1 – Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції житлових та громадських будинків ($R_{q \min}$)

№ з/п	Вид огорожувальної конструкції	Значення $R_{q \min}$, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$, для температурної зони	
		I	II
1	Зовнішні стіни	3,3	2,8
2	Суміщені покриття	5,35	4,9
3	Горищні покриття та перекриття неопалюваних горищ	4,95	4,5
4	Перекриття над проїздами та неопалюваними підвалами	3,75	3,3
5	Світлопрозорі огорожувальні конструкції	0,75	0,6
6	Вхідні двері в багатоквартирні житлові будинки та в громадські будинки	0,5	0,45
7	Вхідні двері в малоповерхові будинки та в квартири, що розташовані на перших поверхах багатоповерхових будинків	0,65	0,6

Тема 6 МОНІТОРИНГ ТА СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Моніторинг та спостереження за технічним станом висотних будинків і споруд житлово-громадського призначення є обов'язковою складовою забезпечення умов безпеки під час їх будівництва та експлуатації.

Метою моніторингу є оцінка впливу природних, техногенних, антропогенних та інших факторів на будівельний об'єкт та навколишнє середовище в період будівництва та експлуатації, розроблення прогнозу змін стану об'єкта, своєчасне виявлення дефектів, попередження та усунення негативних процесів, уточнення результатів прогнозу і коригування проєктних рішень.

Завданням моніторингу є розроблення заходів щодо забезпечення надійності будівель та споруд у період їх будівництва та експлуатації, а також недопущення негативних змін навколишнього середовища, попередження й усунення дефектів конструкцій, здійснення контролю за виконанням розроблених та ухвалених заходів.

Склад моніторингу. За функціональним призначенням моніторинг поділяється на геолого-гідрологічний, об'єктний, еколого-біологічний та науковий аналіз отриманих результатів.

Геолого-гідрологічний моніторинг містить системи режимних спостережень за зміною стану ґрунтів, рівнів і складу підземних вод і за розвитком деструктивних процесів: ерозії, зсувів, карстово-суфозійних явищ, осідання земної поверхні тощо.

Об'єктний моніторинг містить всі види спостережень за станом основ, фундаментів, конструкцій підземної і наземної частин об'єкта нового будівництва та будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що його оточують.

Еколого-біологічний моніторинг містить системи спостережень за зміною навколишнього природного середовища, радіаційної обстановки тощо.

Науковий аналіз отриманих результатів містить оцінку результатів спостережень, виконання розрахункових прогнозів, порівняння прогнозованих величин параметрів з результатами вимірів, вжиття заходів щодо попередження або усунення негативних наслідків шкідливих впливів і недопущення збільшення інтенсивності цих впливів.

Гідрогеологічний моніторинг передбачає контроль стану навколишнього середовища, а саме:

- рівня підземних вод;
- п'єзометричного тиску води у ґрунтовому масиві;
- витрат води, пов'язаних із фільтрацією;
- визначення коефіцієнта фільтрації;
- температури ґрунтів у масиві;
- хімічного складу, температури і каламутності профільованої води в дренажах та колекторах;
- ефективності роботи дренажних водознижувальних та протифільтраційних систем.

Об'єктний моніторинг передбачає контроль стану основ, фундаментів, конструкцій підземної і наземної частин об'єкта нового будівництва та будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що його оточують.

Моніторинг основ, фундаментів та підземних конструкцій передбачає:

- геодезичні вимірювання переміщень та контроль за технічним станом будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що оточують об'єкт будівництва;
- геодезичні вимірювання переміщень фундаментів висотної будівлі чи споруди, а також базових реперів, розташованих у межах можливого впливу будівництва: вертикальних переміщень (осаджень, підйомів), горизонтальних переміщень (зсувів), кренів і нерівномірних вертикальних переміщень;
- поопераційний геодезичний контроль точності монтажу конструктивних елементів;

- вимірювання коливань підземних конструкцій за наявності динамічних впливів;
- контроль деформаційно-напруженого стану основ, фундаментів та несучих конструкцій підземної частини;
- фіксацію та спостереження за виникненням і розкриттям тріщин;
- контроль за станом огорожувальних підземних конструкцій, їх вологістю та станом гідроізоляції;
- вимірювання пошарових деформацій ґрунтів основи та осідання земної поверхні в межах можливого впливу будівництва;
- фіксацію змін фізико-механічних характеристик властивостей ґрунтів.

Моніторинг конструкцій наземної частини будівлі передбачає:

- геодезичні вимірювання переміщень висотної будівлі чи споруди: вертикальних переміщень (осаджень, підйомів), горизонтальних переміщень (зсувів), кренів і нерівномірних вертикальних переміщень;
- поопераційний геодезичний контроль точності монтажу конструктивних елементів;
- контроль деформаційно-напруженого стану несучих конструкцій (колон, пілонів, ригелів та залізобетонного каркаса в цілому);
- контроль стану огорожувальних конструкцій;
- вимірювання коливань під впливом динамічних навантажень (вітрових, сейсмічних, температури навколишнього середовища, динамічних навантажень техногенного характеру);
- фіксацію та спостереження за виникненням і розкриттям тріщин;
- контроль геометричних розмірів та перерізів стін;
- контроль деформації стін;
- контроль несучих елементів перекриття та їх сполучень (навантаження, геометричні розміри та деформації);
- контроль стану балконів, еркерів, лоджій, сходів, крокв та інших конструктивних елементів.

Еколого-біологічний моніторинг передбачає контроль за можливою зміною навколишнього природного середовища. Необхідно контролювати такі природні й техногенні фактори, що сприяють погіршенню екологічних умов:

- зміну рівня підземних вод;
- забруднення ґрунтів і підземних вод;
- газовиділення;
- радіаційне випромінювання;
- техногенні фізичні поля;
- вібраційні й ударні впливи.

Оцінку можливих коливань і вібрацій необхідно виконувати, враховуючи не тільки їхній вплив на будівлю, але й на людей.

Організація та проєктування робіт із проведення моніторингу

Моніторинг є частиною робіт науково-технічного супроводу нового будівництва згідно із ДБН В.1.2-5. Його повинні здійснювати спеціалізовані організації, що розглядають питання науково-технічних досліджень, розроблення проєктних рішень і технології виконання робіт.

Проєкт та програму моніторингу розробляють за технічним завданням, яке складає організація, що проводить моніторинг, погоджує генеральний проєктувальник та затверджує замовник.

Обсяг параметрів, що контролюються, встановлюється проєктувальником під час розроблення технічного завдання на проведення моніторингу.

Програма моніторингу деталізує загальні положення, що викладені в технічному завданні, передбачає склад спостережень, обсяги робіт, методи виконання спостережень залежно від конкретних умов будівництва, визначає принципи побудови системи моніторингу, вибір основних її елементів та блоків, конкретизує вимоги до технічних характеристик системи.

На стадії проєктування повинні бути визначені:

- основні експлуатаційні вимоги до об'єктів;
- прогноз розрахункових величин деформацій і навантажень;

- уточнені вимоги до технічних характеристик системи моніторингу на основі прогнозу розрахункових величин параметрів, що контролюються;
- склад та конструкція системи моніторингу;
- схема розташування системи моніторингу на об'єкті;
- конструкція вузлів кріплення елементів системи моніторингу;
- технологія виконання робіт із моніторингу;
- методика обробки та аналізу отриманих даних.

Під час розроблення схеми розташування системи моніторингу на об'єкті та конструкції вузлів кріплення елементів системи моніторингу необхідно забезпечити облаштування пунктів встановлення елементів системи моніторингу на конструкціях будівлі чи в інших місцях залежно від функціонального призначення відповідних елементів. За необхідності створення базових вимірювальних пунктів вони повинні бути організовані за межами впливу будівництва на параметри, що контролюються.

Облаштування системи моніторингу має забезпечити захист її елементів від пошкоджень у процесі будівництва та експлуатації будівлі. Місця встановлення елементів системи мають бути розташовані у монолітних залізобетонних або цегляних нішах, що унеможливають несанкціонований доступ, або в металевих контейнерах, що зачиняються на замок.

Місця встановлення елементів системи мають бути забезпечені електроживленням та системою зв'язку із пунктом збору інформації.

Проектом має бути передбачено приміщення пункту збору інформації, яке може бути об'єднане з диспетчерською.

Якщо параметри, що контролюються, перевищують допуск на величину більше за обумовлену, має бути увімкнена система аварійного оповіщення.

На стадії будівництва установлюються системи спостережень, проводяться спостереження та науковий аналіз отриманих результатів.

Моніторинг зазвичай необхідно здійснювати із використанням комплексних автоматизованих систем.

Використовувані для спостережень прилади й устаткування повинні бути сертифіковані, калібровані або атестовані відповідно до вимог нормативних документів.

На стадії експлуатації виконується моніторинг основ, фундаментів, підземних конструкцій та конструкцій наземної частини будівлі, а також геодезичні вимірювання переміщень та контроль за технічним станом будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що оточують об'єкт будівництва протягом стабілізаційного періоду, якщо інше не передбачено проєктом.

Передбачені проєктом стаціонарні автоматичні системи моніторингу мають, за можливості, функціонувати протягом часу експлуатації об'єкта.

Форма звітності під час проведення робіт із моніторингу

Організація, що веде роботи із моніторингу будинків, звітує перед замовником і генеральним проєктувальником.

Форма звітності – науково-технічний звіт, що містить:

- результати моніторингу, які можуть бути подані у вигляді дефектних відомостей, графіків розвитку осідань і нахилів будинку, деформацій конструкцій, актів огляду стану наземних та підземних конструкцій будинку, матеріалів, що відображають контроль якості робіт, та інших матеріалів відповідно до програми моніторингу;

- висновки про стан будинків, розташованих поблизу нового будівництва;
- матеріали наукового аналізу отриманих результатів, що містять оцінку результатів спостережень;

- виконання розрахункових прогнозів, порівняння прогнозованих величин параметрів із результатами вимірів, пропозиції щодо вжиття заходів із попередження або усунення негативних наслідків шкідливих впливів і недопущення збільшення інтенсивності цих впливів.

У випадку виникнення деформацій і інших явищ, що відрізняються від прогнозованих і є небезпечними для оточуючої забудови або нового будівництва, це необхідно довести до відома замовника, генпідрядника й проєктної організації для спільного вжиття екстрених заходів.

Технічне завдання на моніторинг будівництва та експлуатації висотних будинків

У технічному завданні повинні бути висвітлені основні питання:

- найменування об'єкта будівництва;
- місце розташування, вид будівництва, розміри і конструкція об'єкта, розташування щодо існуючої забудови;
- найменування і коротка характеристика існуючих будинків і споруд, розташованих у зоні впливу нового будівництва;
- геологічна будова майданчика, наявність небезпечних геологічних процесів, які можуть бути ініційовані новим будівництвом;
- обґрунтування для виконання моніторингу;
- стадія проєктування;
- мета, завдання і склад робіт;
- короткий зміст звітних матеріалів і обов'язки замовника;
- найменування замовника і проєктної організації.

Тема 7 НАВАНТАЖЕННЯ НА КОНСТРУКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ

Визначення жорсткостей з урахуванням сполучень навантажень

Під час формування вихідних таблиць розрахункових сполучень зусиль (РСЗ) із нелінійним розрахунком системи (фізичної, геометричної, конструкційної та іншими видами нелінійності) виникає багатокритеріальність проблеми. У зв'язку з цим під час призначення поточного значення відповідної жорсткості (згинальної, розтягувально-стискувальної, зсувної тощо), залежної від конкретного навантаження, допустимо прийняти

$$B_m = \frac{\sum_{L=1}^N q_L B_L}{N}, \quad (7.1)$$

де B_L – жорсткість елемента, яка визначена для L -го навантаження;

q_L – ваговий коефіцієнт $0,0 \leq q_L \leq 1,0$;

N – кількість навантажень, введених до розрахунку;

B_m – усереднене значення жорсткості.

Із значним розкидом значень B_L , що відповідає рівнобезпечним, але істотно таким, що відрізняються один від одного навантаженням

$$B_m = \frac{1}{3} (B_m + B_{mg} + B_{np}), \quad (7.2)$$

$$\text{де } B_{mp} = \left(\frac{1}{N} \sum_{L=1}^N q_L B_L \right)^{\frac{1}{N}}, \quad (7.3)$$

$$B_{mg} = \frac{N}{\sum_{L=1}^N q_L B_L}. \quad (7.4)$$

Тут потрібно мати на увазі, що геометрична нелінійність задачі виникає, коли до неї додаються нелінійні залежності між деформаціями і переміщеннями

(квадрат девіацій, їх твір тощо) або під час прийняття точних виразів для геометричних параметрів об'єкта дослідження (наприклад, кривизн).

Зі свого боку, конструкційна нелінійність зазвичай виникає під час розгляду біелементів, таких, наприклад, як «висяча стіна – рандбалка», «фундамент – основа», «плита – балочна клітка», водночас без в'язей зсуву тощо. Нелінійність деформування в цих випадках зумовлена тріщиноутворенням, переходом від одного виду НДС до іншого, порушенням контакту між частинами біелементу тощо.

Компоновка будівлі. Конструктивні рішення повинні забезпечити термін служби висотного будинку не менше ніж 100 років з урахуванням належного експлуатаційного обслуговування та можливого відновлення ресурсу за допомогою капітальних ремонтів.

Конструктивна система повинна забезпечити міцність і стійкість несучих конструкцій та елементів висотного будинку під дією розрахункових навантажень та впливів, а також опір прогресуючому обваленню у разі виникнення надзвичайних ситуацій.

У висотних будинках застосовуються конструктивні системи, які складаються із вертикальних (колон, стін, ядер, діафрагм та інших елементів жорсткості) і горизонтальних (перекриттів, покриттів, балок, розкісних поясів та інших елементів жорсткості) несучих конструкцій, що забезпечують їх несучу здатність та просторову жорсткість.

Для забезпечення просторової жорсткості конструктивної системи висотного будинку рекомендується застосування:

- розвинутих у плані і симетрично розташованих ядер та діафрагм жорсткості;
- конструктивних систем із зовнішніми стінами по всьому контуру будинку (оболонкового типу);
- конструктивних систем із симетричним та рівномірним розташуванням несучих конструкцій в плані і за висотою будинку та відповідно із рівномірним розподілом вертикальних навантажень;

- монолітних дисків перекриттів, що об'єднують вертикальні несучі конструкції і виконують функції горизонтальних діафрагм жорсткості під час дії вітрових і сейсмічних навантажень;

- горизонтальних балочних або розкісних поясів жорсткості на рівні ростверкових поверхів, що забезпечують спільну роботу на згин всіх вертикальних конструкцій будинку, а також жорстких вузлових з'єднань між несучими конструкціями;

- несучих конструкцій висотних будинків, які можуть виготовлятися із монолітного залізобетону, сталезалізобетону та металу.

Несучі конструкції з монолітного залізобетону рекомендується виготовляти із бетону класу не нижче C25/30.

Несучі конструкції висотних будівель потребують нерозривності елементів, які передають навантаження на основу, а також узгодженості передачі навантажень для кожного поверху. Тому розподіл точок передачі навантажень повинен визначатися міркуваннями не лише статички, але і принципу раціонального використання площ.

Несучі конструкції висотних будівель можуть відрізнятися різною системою поверхової передачі навантажень. Тут доречне впровадження такої класифікації систем: растрова, оболонкова, стовбурна, мостова.

Інтегрально дані системи позначаються як системи, активні за висотою.

У растровій системі точки передачі навантажень розподіляються рівномірно над всім планом; у системі з оболонок вони розташовуються на периферії; у стовбурній системі зона концентрації навантажень перебуває у центрі; у мостових системах точки концентрації навантажень сприймаються конструкцією, розташованою вище (рис. 7.1).

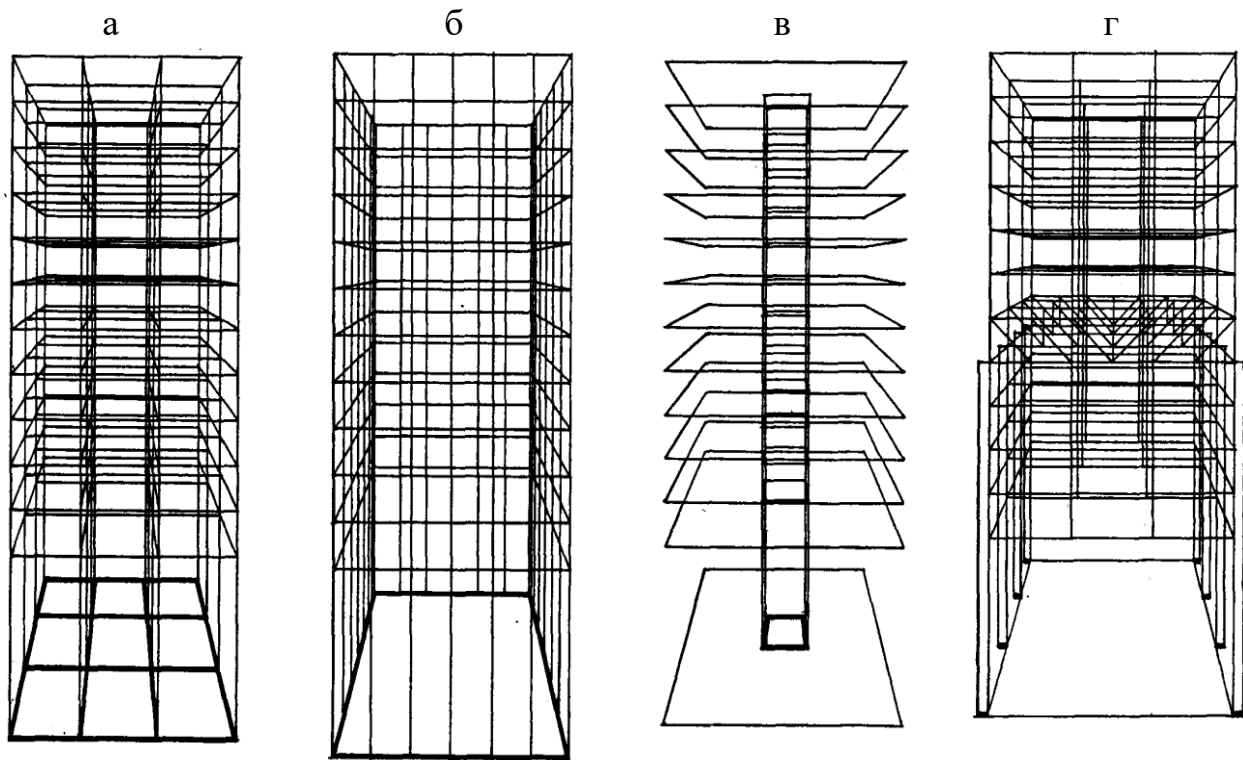


Рисунок 7.1 – Класифікація несучих систем, активних за висотою (прототипи):
а – растрові висотні споруди; б – оболонкові висотні споруди; в – стовбурні
висотні споруди; г – мостові висотні споруди

У висотних будівлях системи передачі навантажень тісно пов'язані із формою і структурою плану. Цей взаємозв'язок обумовлений кількістю пілонів і їх розташуванням у плані.

Щоб створити потрібні передумови для гнучкого планування поверхів і можливостей для подальшого перепланування приміщень на кожному поверсі, проєкт несучих систем, активних за висотою, спрямований на максимально можливе зменшення кількості елементів, що передають навантаження.

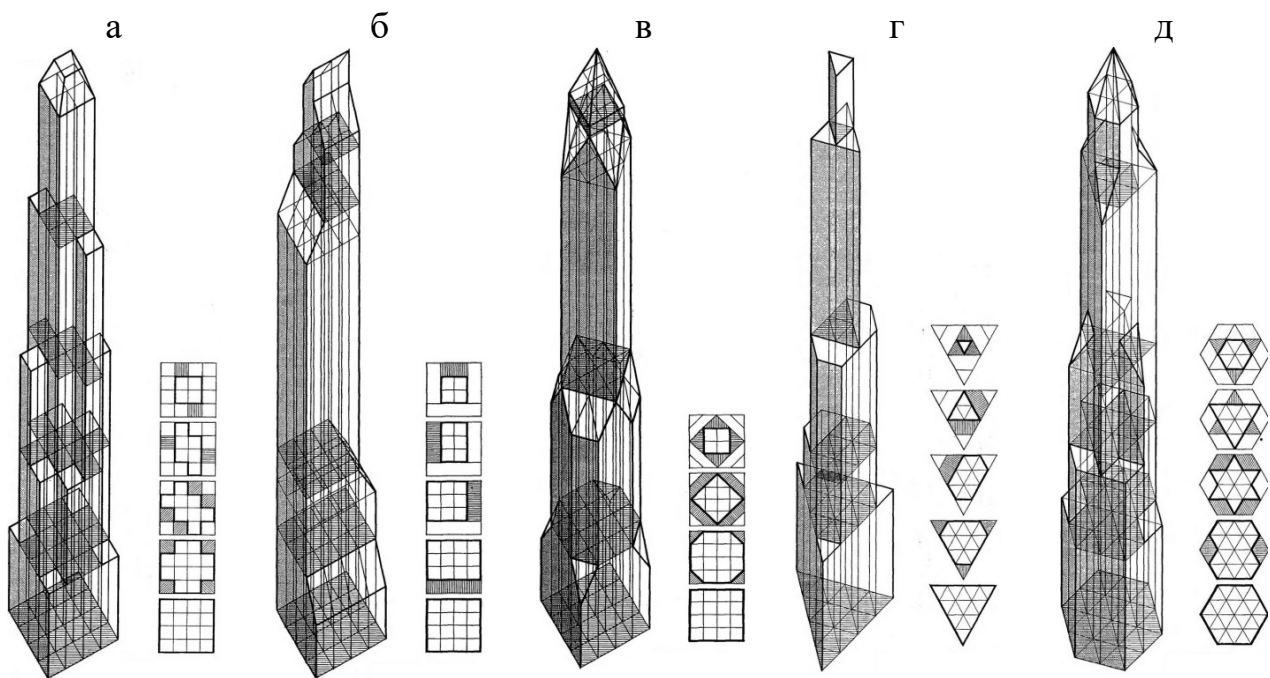


Рисунок 7.2 – Приклади форм башт в растровій системі: а – симетрична осьова послідовність планів поверхів; б – скошені по одному боку переходи горизонтальних проєкцій; в – симетрично скошені переходи планів поверхів; г – послідовність планів поверхів над трикутником як основною формою плану; д – послідовність планів поверхів над шестикутником як основною формою плану

Висотні конструкції для передачі вертикальних навантажень потребують значних площ поперечних перетинів опор, які обмежують корисну площу поверху. Завдяки підвішуванню замість спирання поверху можна досягти значного зменшення поперечного перетину елементів, що передають навантаження; проте ця непряма передача навантаження вимагає розташованої зверху несучої системи для остаточної передачі навантаження на основу.

У зв'язку із необхідністю обмеження до мінімуму кількості елементів, що передають навантаження, для оптимального використання площ, усі просторові елементи, необхідні для висотної будови, мають бути потенційними несучими конструкціями: сходові клітки, шахти ліфтів, санітарно-технічні канали.

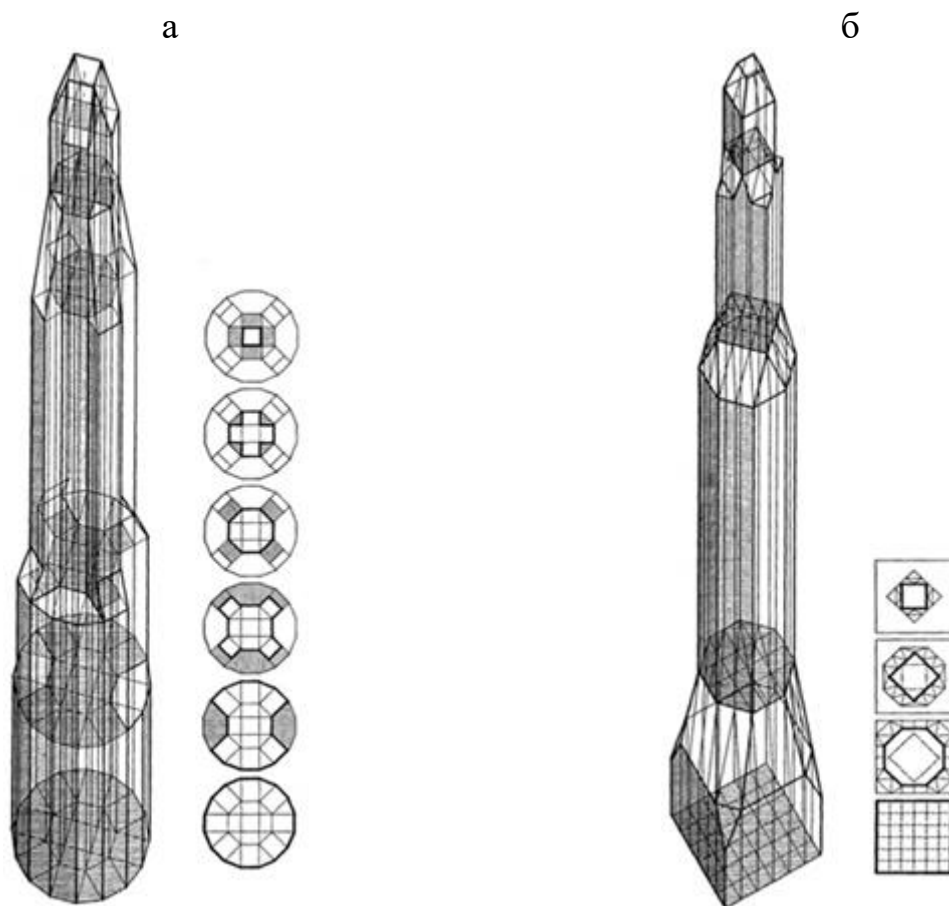


Рисунок 7.3 – Приклади форм башт в оболонковій системі: а – послідовність над кругом як основною формою плану; б – поступова зміна плану через декілька поверхів

Під час компонування висотних ($H > 73,5\text{м}$) і середніх за висотою будівель ($40,0\text{ м} \leq H \leq 73,5\text{ м}$) необхідно віддавати перевагу мінімальній кількості пілонів, що мають розвинені розміри у плані (рис. 7.4).

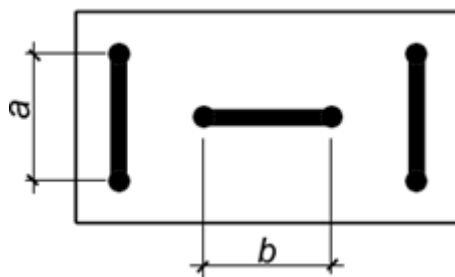


Рисунок 7.4 – Компонування пілонів

Мінімально необхідною і достатньою для забезпечення геометричної незмінності будівлі є система пілонів, до складу якої входить не менше трьох плоских діафрагм, площини яких не перетинаються на одній прямій і не паралельні (рис. 7.4)

В будівлях із протяжним планом відстань між паралельними пілонами необхідно брати не більше ніж 30,0 м, а відстань від крайнього пілону до торця будівлі (консольної ділянки перекриття) не більше ніж 12,0 м. У разі необхідності зміни наведених обмежень повинні підтверджуватися розрахунком.

Мінімальна необхідна кількість елементів жорсткості в будівлі (пілонів, ядер тощо) повинна визначатися з умови забезпечення його загальної стійкості

$$\frac{G_{cr}}{G^n} \geq 1,5, \quad (7.5)$$

де G^n – нормативна вага будівлі, що містить постійну і тимчасові нормативні навантаження (водночас значення G^n необхідно обирати рівним вазі надземної частини будівлі, що збільшується на 10 %);

G_{cr} – критична вага будівлі (див. розрахунок стійкості).

Під час призначення розмірів будівлі необхідно визначити його зовнішні габарити з умови обмеження прискорення верхніх точок ($y_{max} \leq 0,08 \text{ м / сек}^2$).

Під час проєктування висотних будинків співвідношення висоти до мінімального розміру поперечного перерізу будинку не повинно перевищувати $h/d = 7$ (де h – висота будинку, d – мінімальний розмір поперечного перерізу, розташованого на рівні $2/3 h$).

Якщо зазначене вище співвідношення $h/d > 7$, необхідно:

- виконувати перевірочний розрахунок на вихрове збудження (вітровий резонанс);
- враховувати можливість появи аеродинамічно нестійких коливань типу галопування.

Під час розрахунків висотних будинків із несиметричною формою поперечного перерізу типових поверхів, а також, якщо центр мас типових

поверхів не збігається із їхнім центром жорсткості, необхідно враховувати можливість появи аеродинамічно нестійких коливань типу дивергенції.

Збірно-монолітні конструкції можуть бути застосовані для влаштування перекриттів і стін із використанням збірних елементів в якості залишеної опалубки або як частину несучої конструкції. Розрахунки і влаштування бетонних і залізобетонних конструкцій необхідно виконувати згідно із чинними нормативними документами.

Сталезалізобетонні несучі конструкції, які виготовляються із бетону і сталевих гарячекатаних та зварних елементів (двотаврів, швелерів, труб, кутових елементів), рекомендується застосовувати здебільшого для колон із обмеженою площею поперечного перерізу та високими навантаженнями, коли їх несуча здатність у разі застосування несучої гнучкої арматури недостатня.

В окремих випадках сталезалізобетонні несучі конструкції можуть бути застосовані для влаштування стін, ядер жорсткості та плит перекриттів. Переміщення (прогини) будівлі належить оцінювати відповідно до таблиці 7.1. Горизонтальні граничні переміщення каркасних будівель, що обмежуються з огляду на конструктивні вимоги (забезпечення цілісності заповнення каркаса стінами, переділками, віконними і дверними елементами), також наведені у таблиці 7.1.

Горизонтальні переміщення каркасу необхідно визначати у площині стін і переділок, цілісність яких повинна бути забезпечена. Зі зв'язевими каркасами багатоповерхових будівель заввишки понад 40 м перекис поверхових комірок, які примикають до діафрагм жорсткості, що дорівнює $(f_1/h_s + f_2/l)$, не повинен перевищувати 1/300 для позиції 2, 1/500 для позиції 2, а і 1/700 для позиції 2, б таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 – Горизонтальні граничні переміщення каркасних будівель, що обмежуються виходячи з конструктивних вимог (забезпечення цілісності заповнення каркаса стінами, перегородками, віконними і дверними елементами)

Будівлі, стіни та перегородки	Кріплення стін і перегородок до каркасу будівлі	Граничне переміщення f_u
1. Багатоповерхові будівлі	Будь-яке	$h/500$
2. Один поверх багатоповерхових будівель: а) стіни та переділки із цегли, гіпсокартону, залізобетонних панелей; б) стіни, облицьовані природним каменем, із керамічних блоків, із скла (вітражі)	Податливе Жорстке Жорстке	$h_s/300$ $h_s/500$ $h_s/700$
3. Одноповерхові будівлі (із самонесучими стінами) із висотою поверху h_s , м: $h_s \leq 6$ $h_s = 15$ $h_s \geq 3$ 0	Податливе	 $h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$

Позначення, прийняті в таблиці 3.7:

h – висота багатоповерхових будівель, що дорівнює відстані від верху фундаменту до осі ригеля покриття;

h_s – висота поверху в одноповерхових будівлях, що дорівнює відстані від верху фундаменту до низу кроквяних конструкцій; у багатоповерхових будівлях: для нижнього поверху – дорівнює відстані від верху фундаменту до осі ригеля перекриття; для інших поверхів – дорівнює відстані між осями суміжних ригелів.

Примітка 1. Для проміжних значень h_s (поз. 3) горизонтальні граничні переміщення необхідно визначати лінійною інтерполяцією.

Примітка 2. Для верхніх поверхів багатоповерхових будівель, запроектованих із використанням елементів покриттів одноповерхових будівель, горизонтальні граничні переміщення необхідно брати такими, як для одноповерхових будівель. Водночас висота верхнього поверху h_s береться від осі ригеля міжповерхового перекриття до низу кроквяних конструкцій.

Примітка 3. До податливих кріплень належать кріплення стін або переділок до каркасу, що не перешкоджають зміщенню каркасу (без передачі на стіни або переділки зусиль, здатних викликати пошкодження конструктивних елементів); до жорстких – кріплення, що перешкоджають взаємним зсувам каркасу, стін або переділок.

Примітка 4. Для одноповерхових будівель з навісними стінами (а також за браком жорсткого диска покриття) і багатоповерхових етажерок граничні переміщення допускається збільшувати на 30 % (але брати не більш як $h_s/150$).

Примітка 5. Співвідношення граничних горизонтальних переміщень верхньої частини висотних будинків f до їх висоти h не повинні перевищувати співвідношення $1/1000$ із висотою будинку від 73,5 м до 100 м включно (f – горизонтальні переміщення верхньої частини будинку на рівні перекриття верхнього поверху; h – висота будинку, що визначається різницею позначок від поверхні покриття проїзду навколо будинку і перекриття верхнього поверху будинку).

Товщина стін ядер жорсткості, а також несучих простінків, діафрагм жорсткості може братися змінною за висотою. Гнучкість колон та стін (відношення l_0 / i , де l_0 – розрахункова довжина, i – радіус інерції поперечного перерізу) необхідно брати не більше 60.

Підвищення несучої здатності вертикальних конструкцій з урахуванням поступового зростання навантаження від верхніх до нижніх поверхів рекомендується забезпечувати:

- збільшенням коефіцієнта поздовжнього армування;
- підвищенням міцності бетону;
- збільшенням розмірів несучих елементів з урахуванням планувальних обмежень;
- використанням «жорсткої» арматури: в якості «жорсткої» арматури рекомендується використовувати прокатні сталеві профілі (двотаври, зокрема широкополічкові, кутові елементи, швелери, листову сталь та труби).

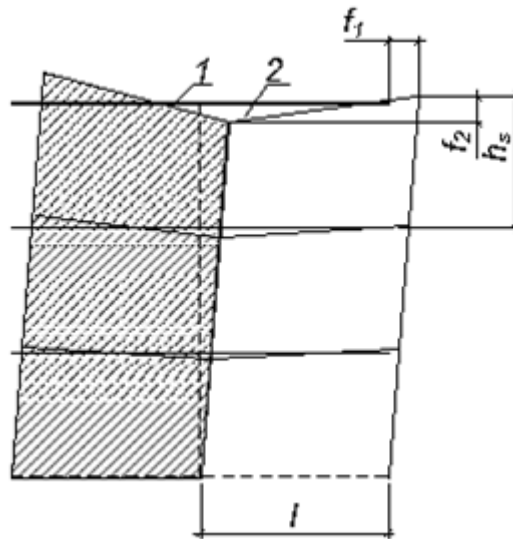


Рисунок 7.5 – Схема перекосу поверхових комірок (2), що примикають до діафрагм жорсткості (1) у будівлях зі зв'язевим каркасом (пунктиром показана схема каркасу до прикладання навантаження)

Горизонтальні граничні прогини колон (стійок) каркасних будівель від температурних кліматичних і усадкових впливів необхідно брати такими, що дорівнюють:

- $h_s/150$ – зі стінами і переділками із цегли, гіпсобетону, залізобетону і навісних панелей;
- $h_s/200$ – зі стінами, облицьованими природним каменем, із керамічних блоків, із скла (вітражі);
- h_s – висота поверху, а для одноповерхових будівель з мостовими кранами – висота від верху фундаменту до низу балок кранової колії.

Водночас температурні впливи необхідно брати без урахування добових коливань температури зовнішнього повітря і перепаду температури від сонячної радіації.

Під час визначення горизонтальних прогинів від температурних кліматичних і усадкових впливів їхні значення не треба підсумовувати із прогинами від вітрових навантажень і від крену фундаментів.

Із різними схемами розташування елементів жорсткості (пілонів, ядер) допустимо користуватися таблицею 7.2 і рисунком 7.6.

Таблиця 7.2 – Розташування елементів жорсткості

Положення елементів каркаса	Тип чарунки	Кути перекосу конструкцій
В площині вітрового навантаження	Чарунка примикає до «вільних» колон	$\beta_1 = \varphi$
	Чарунка одним боком примикає до пілону	$\beta_2 = \varphi \cdot \left(1 + \frac{c_2}{d_2}\right)$
	Чарунка обома боками примикає до пілонів	$\beta_3 = \varphi \cdot \left(1 + \frac{c_2 + c_3}{d_3}\right)$
В площині, перпендикулярної до вітрового навантаження	Чарунка обома боками примикає до пілонів, зміщених на модуль	$\beta_3 = \varphi \cdot \frac{c_4 + c_5}{d_4}$
	Чарунка одним боком примикає до пілону	$\beta_5 = \varphi \cdot \frac{c_5}{d_4}$

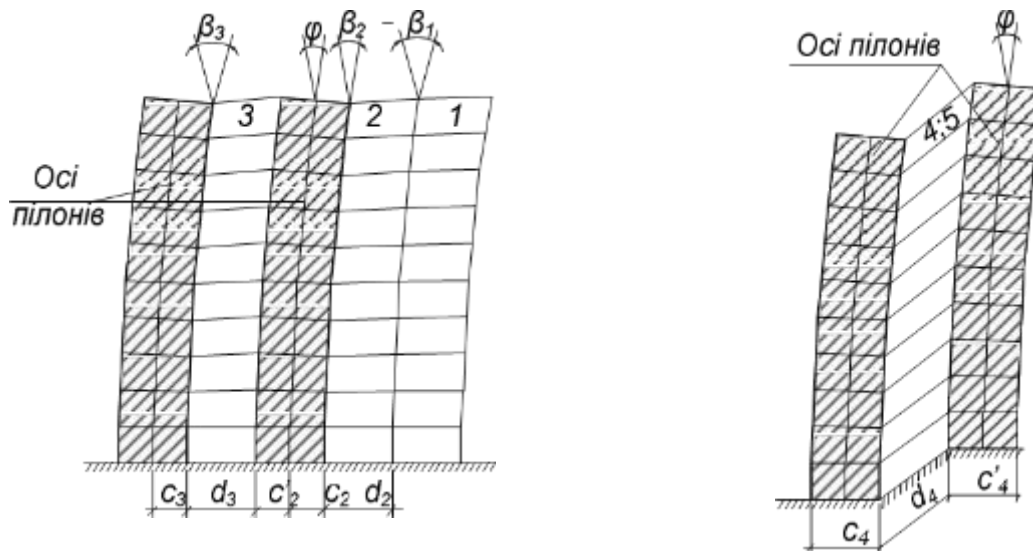


Рисунок 7.6 – Визначення перекосів конструкцій

Для будівель висотою, що перевищує 73,5 м, необхідно враховувати навантаження штормовим вітром. В цьому випадку горизонтальні переміщення верха будівлі, із коефіцієнтом перенавантаження, що дорівнює 5,4, із

урахуванням статичної і пульсаційної складової, не повинні перевищувати $1/500$ від висоти будівлі над землею.

Відносна різниця осідань фундаментів (споруди) не повинна перевищувати нормативного значення $0,002$.

Особливі випадки. Під час проєктування і розрахунку будівель, у яких деяка кількість пілонів не доходить до фундаментів, необхідно окремо вирішувати такі завдання:

- оцінка достатньої несучої здатності елементів, що залишилися (зазвичай колон), що доходять до фундаментів;
- оцінка зрушуючої сили відповідного ресурсу перерізу колон в місті обриву пілонів;
- оцінка міцності диску перекриття у ділянці обриву пілону;
- оцінка несучої здатності (за поперечною силою) інших додатково навантажених пілонів, що доходять до фундаментів.

Під час проєктування і розрахунку будівель, у яких деяка кількість пілонів не доходить до верху, необхідно:

- оцінити міцність диску перекриття, розташованого у ділянці обриву пілону;
- оцінити несучу здатність пілонів і колон, що залишилися, на зсув у ділянці обриву пілону.

Неточність зведення вертикальних конструкцій необхідно враховувати:

- коли перевіряється міцність колон, шляхом введення випадкового ексцентриситету;
- коли перевіряється міцність дисків перекриттів з урахуванням розрахункового кута перелому вертикальних конструкцій $\varepsilon = 0,0075$.

Для численної реалізації перерахованих завдань повинні бути сформовані відповідні локальні розрахункові моделі. Водночас остаточні висновки щодо надійності ухвалених конструктивних рішень необхідно робити на основі спільного розгляду результатів розрахунків, що отримані за загальною схемою

моделі «власне будівля – фундаментна конструкція – основа» и локальних моделей, що згадуються.

Несучу здатність вертикального перерізу пілону зі зсувом T беруть рівною сумі опорів зрушенню усіх сполучних елементів, що потрапили до розглядуваного перерізу. Якщо вертикальний переріз складається із декількох ділянок висотою h_j , що відрізняються опором зрушення на одиницю висоти t_j , то

$$T = \sum t_j h_j. \quad (7.6)$$

Несучу здатність t_j ділянки вертикального перерізу із розглядуваним зрушенням беруть:

– для суцільних ділянок стін – рівною їх несучій здатності за поперечною силою без урахування арматури, що дорівнює множенню розрахункового опору бетону пілонів із розтягом f_{ctk} на їхню товщину;

– для перекладок над отворами – рівною меншій із їхніх несучих здатностей під час зрушення за поперечною силою або за згинальним моментом, поділеним на висоту поверху.

Перевірку міцності нормальних перерізів ядер жорсткості здійснюють як перевірку пілонів відкритого профілю.

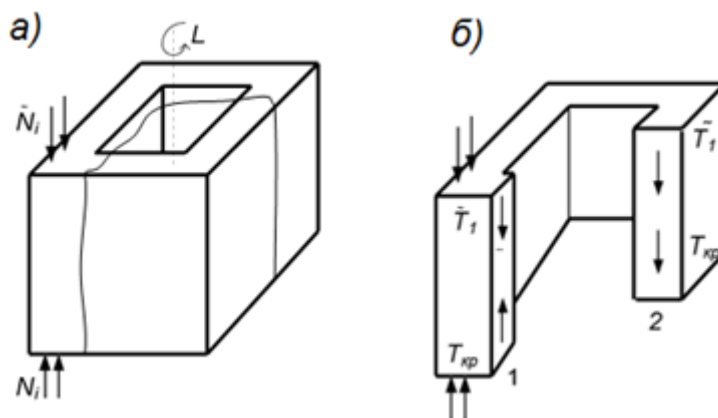


Рисунок 7.7 – Перевірка міцності ядер жорсткості у разі зсуву

Перевірка міцності ядер жорсткості у разі зсуву відрізняється від перевірки міцності пілонів відкритого профілю: будь-яка поверхня із вертикальною

твірною розтинає пілон замкненого профілю одночасно за двома вертикальними перерізами (рис. 7.7, а).

Крім цього крутні моменти, що в пілонах замкненого профілю можуть бути достатньо великі, викликають зсувні зусилля $T_{кр}$ (рис. 7.7, б). Ці зусилля поєднуються із зсувними зусиллями від вертикальних навантажень і зусиллями від поперечного вигину пілонів.

Перекладки над отворами в пілонах необхідно проектувати таким чином, щоб вони були рівноміцнісними за поперечною силою і згинальним моментом.

Водночас згинальний момент у перекладці визначається:

- із шириною, меншою із гілок пілона, що примикає до отвору, більшою або рівною висоті перекладки над отвором

$$I_i = 0,5V_i b_i; \quad (7.7)$$

- із шириною меншої із гілок, що менше висоти перекладки над отвором

$$I_i = 0,5V_i b_i \left(1 - 0,5 \frac{b_c}{h_i} \right). \quad (7.8)$$

Позначення подані за рисунком 7.8.

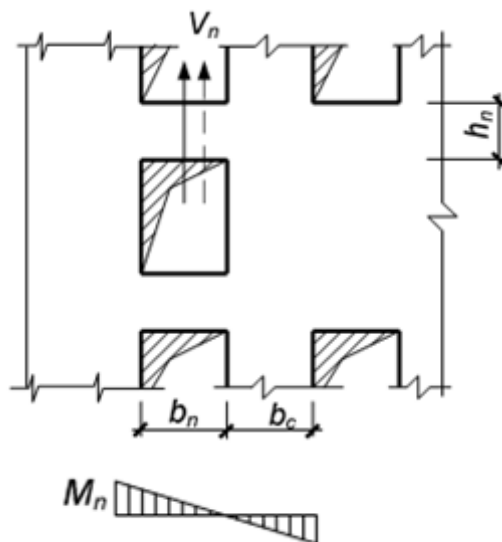


Рисунок 7.8 – Розрахування перекладки над отвором

Поперечну силу у перекладках V_n беруть на основі статичного розрахунку. До зусиль V_n і M_n необхідно додати зусилля від місцевого навантаження.

Для приблизної оцінки рівня ослаблення пілону в перерізі з отворами та для спрощення розрахунку будівлі використаємо коефіцієнт приведення О. Р. Ржаніцина:

$$\beta = \sqrt{\frac{3J_i H^2}{2a^3 h} \left(\frac{F_1 + F_2}{F_1 F_2} + \frac{v^2}{J_1 + J_2} \right)}, \quad (7.9)$$

де J_n – момент інерції перекладки;

F_1, F_2 – площі перерізів гілок пілонів;

J_1 і J_2 – моменти інерції гілок пілонів;

H – висота діафрагми;

h – висота поверху;

a – половина ширини отвору;

v – відстань між центрами тяжіння гілок пілонів.

Із $\beta \geq 15$ податливість перекладок мала, і діафрагма працює з єдиним перерізом та розраховується за балочною консольною схемою. Із $\beta \leq 0,5$ податливість перекладок велика і їхній вплив на роботу пілонів несуттєвий; гілки пілонів (діафрагм) працюють окремо і розраховуються як окремі самостійні балочні консолі.

Із проміжними значеннями $15 > \beta > 0,5$ характер роботи діафрагми із отворами нагадує роботу рами. У цьому випадку зусилля в елементах діафрагм можуть визначатися, як у рамних системах.

Прогресуюче обвалення. Під час проєктування будівель та споруд, що належать до класу відповідальності ССЗ, категорії відповідальності А, категорії складності IV–V потрібно враховувати можливість виникнення форс-мажорних ситуацій, поява яких ймовірна у процесі життєвого циклу системи (конструкції).

У цьому разі під час проєктування необхідно виконувати розрахункову оцінку збереження від обвалення несучих конструкцій висотного будинку у разі виникнення надзвичайних ситуацій (пожежі або вибуху), яка може призвести до локального руйнування в обсягах для висотних будинків із залізобетонним каркасом:

– руйнування (видалення) двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їх перетину (наприклад, від кута будинку) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку на сумарній довжині не більше ніж 10 м, що відповідає руйнуванню конструкцій у колі площею 80 м² (площа локального руйнування);

– руйнування (вилучення) окремої колони (пілону) або колони (пілону) з прилеглими до них ділянками стін, розміщених на одному поверсі на площі локального руйнування;

– обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

У всіх випадках площа поперечного перерізу всіх вилучених вертикальних елементів, розташованих на ділянці 80 м², не повинна перевищувати для залізобетонних елементів 0,9 м², для фібробетонних елементів 0,7 м², для жорсткої арматури 15 %.

До основних конструктивних заходів, які рекомендується вживати для забезпечення стійкості висотного будинку із залізобетонним каркасом від прогресуючого обвалення, належать:

– створення безперерізності перекриттів та забезпечення безперервності армування конструкцій у плані та за висотою;

– застосування подвійного безперервного армування перекриттів у верхній та нижній зонах із загальною площею в обох напрямках не нижче ніж 0,25 % від площі перерізу бетону;

– підсилення (у разі необхідності) сусідніх вертикальних несучих конструкцій, на які може передаватись навантаження від зруйнованого елемента;

– надійне стикування й анкерування арматури у місцях з'єднання стін, колон та перекриттів.

Для висотного будинку з металевим несучим каркасом задля запобігання прогресуючому обваленню рекомендується:

– застосовувати конструктивні схеми каркасів із жорсткими вузлами з'єднань ригелів з колонами для перерозподілу зусиль під час руйнування;

- надавати перевагу зменшеному кроку периферійних фасадних колон;
- передбачати відповідні аутригерні системи для перерозподілу зусиль;
- застосовувати комбіновані сталезалізобетонні несучі системи з улаштуванням залізобетонних каркасів у найбільш небезпечних для прогресуючого руйнування зонах нижніх поверхів;

- надавати перевагу конструктивним рішенням у вигляді суцільних залізобетонних монолітних плит із розмірами на весь поверх.

Під час розрахунку конструкцій будинків на стійкість до прогресуючого обвалення необхідно керуватися чинними нормативними документами.

Руйнування будинків, несучі конструкції яких проєктуються з металевим каркасом, необхідно розглядати за спеціальними сценаріями, в яких руйнування (вилучення) окремих елементів потрібно призначати в найбільш небезпечних місцях залежно від ухваленої конструктивної схеми відповідно до оцінок можливих ризиків.

Конструкції будинку рекомендується розраховувати як просторову систему «основа – фундамент – споруда» із використанням програмних комплексів, що дозволяють розрахувати фізичну й геометричну нелінійності, а також забезпечити найбільшу точність результатів розрахунку і зменшення додаткових матеріаловитрат.

Рекомендується проводити розрахунок за такою схемою:

- здійснити розрахунок усієї схеми у фізично нелінійному розміщенні на постійні й тимчасові навантаження, що входять до аварійного сполучення;
- отриманий напружено деформований стан взяти як стартовий для розрахунку на навантаження від елементів, що вилучаються;
- розрахунок на додаткове навантаження, що виникає під час вилучення елементів, здійснити у фізично й геометрично нелінійному розміщенні.

Навантаження від вилучення елементів відповідає зусиллям, отриманим у них на попередньому етапі розрахунку і збільшених на коефіцієнт динамічності 1,2. Перевірку за несучою здатністю елементів, що залишилися, здійснюють без урахування поздовжнього вигину.

Таким чином, розрахунок за несучою здатністю та стійкістю проводять на аварійне сполучення навантажень і впливів, що містить постійні і тривалі тимчасові навантаження, а також вплив на конструкцію будинку локальних гіпотетичних обвалень. Локальне обвалення може бути розташоване у будь-якому місці будинку.

Навантаження обирається згідно із чинними нормативними документами.

Розрахунок будинку у випадку локального обвалення несучих конструкцій виконують тільки за граничними станами першої групи. Переміщення конструкцій і розкриття в них тріщин у розглянутій надзвичайній ситуації не обмежують.

У моделі можуть враховуватися елементи, які за нормальних експлуатаційних умов є ненесучими (наприклад, навісні зовнішні стінові панелі, залізобетонні огорожі балконів тощо), а за наявності локальних впливів беруть активну участь у перерозподілі зусиль в елементах конструктивної системи. Розрахункова модель будинку повинна враховувати можливість вилучення (обвалення) окремих вертикальних конструктивних елементів і бути проаналізована окремо з урахуванням кожного (одного) із локальних обвалень.

У деяких випадках доцільно розглядати роботу перекриттів над вилученою колоною (пілоном, стіною) із великими прогинами у якості висячої залізобетонної оболонки з урахуванням мембранних ефектів, які обумовлені фізичною й геометричною нелінійністю її роботи.

Кожне перекриття висотного будинку повинно розраховуватися на сприйняття ваги ділянки перекриття вищого поверху (постійне і тривале навантаження із коефіцієнтом динамічності $k_f = 1,5$) на площі 80 м^2 .

Ефективним методом аналізу конструктивної системи під час розрахунку на прогресуюче обвалення є побудова її енергетичного портрета. Алгоритм дій для цього складається з таких процедур:

- побудова, з урахуванням фізичної і/або геометричної нелінійності, поля граничної щільності енергії деформації (ГЩЕД) в елементах системи;

- на основі аналізу побудованого поля ГЩЕД встановлення елементів з максимальними її значеннями;
- прийняття встановлених елементів за «визначальні»;
- виконання розрахунку за локальними розрахунковими схемами, що враховують брак «визначальних» елементів;
- міцнісний аналіз результатів (розрахунок за I групою граничних станів) зі збільшенням (в разі необхідності) перерізів арматури і класу бетону.

Стійкість висотного будинку до прогресуючого обвалення необхідно забезпечувати найбільш економічними засобами:

- раціональним конструктивно-планувальним рішенням будинку з урахуванням можливості виникнення розглянутої аварійної ситуації;
- конструктивними заходами, що забезпечують цілісність конструкцій;
- використанням матеріалів та конструктивних рішень, які забезпечують розвиток в елементах конструкцій та їхніх з'єднаннях пластичних деформацій;
- конструюванням технічних поверхів у вигляді просторової системи – плити коробчастого перерізу, здатної сприймати навантаження, що обумовлені видаленням вертикальних елементів, розташованих між технічними поверхами.

Ефективна робота в'язей, що перешкоджають прогресуючому обваленню, обумовлюється забезпеченням їх пластичності у граничному стані з тим, щоб вони не виходили з ладу і без обвалення допускали розвиток необхідних деформацій. Для виконання цієї вимоги в'язі потрібно проєктувати із пластичної листової або арматурної сталі, а міцність анкерування арматури повинна бути більшою за зусилля, яке викликає її руйнування.

З'єднання збірних елементів із монолітними конструкціями, що перешкоджають прогресуючому обваленню будинків, повинні проєктуватися нерівномісними, водночас елемент, граничний стан якого забезпечує найбільші пластичні деформації з'єднання, повинен бути найменш міцним.

Для виконання цієї умови рекомендується розрахувати з'єднання на зусилля, яке у 1,5 рази перевищує несучу здатність елементів, що з'єднуються. Необхідно

особливо стежити за фактично точним виконанням проєктних рішень пластичних елементів.

Для підвищення ефективності опору прогресуючому обваленню будинку рекомендується:

- надотвірні перекладки, що працюють як в'язі зсуву, проєктувати так, щоб вони руйнувалися від вигину, а не від дії поперечної сили;
- шпонкові з'єднання у збірно-монолітних конструкціях проєктувати так, щоб міцність окремих шпонок на зріз була у 1,5 рази більшою за їхню міцність під час зминання;
- забезпечувати достатність довжини анкерування арматури під час її роботи у якості в'язів зсуву;
- опорні перерізи балок і ригелів, а також вузли їхніх з'єднань із колонами (стінами, пілонами) повинні мати міцність за поперечною силою, що у 1,5 рази вища ніж їх несуча здатність за вигином у прольоті з урахуванням пластичних властивостей.

Мінімальна площа перерізу як поздовжньої, так і поперечної арматури в залізобетонних перекриттях і покритті визначається розрахунком і повинна становити не менше 0,25 % від площі перерізу бетону. Водночас зазначена арматура повинна бути безперервною і стикуватися відповідно до вимог чинних нормативних документів на проєктування залізобетонних конструкцій.

Тема 8 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

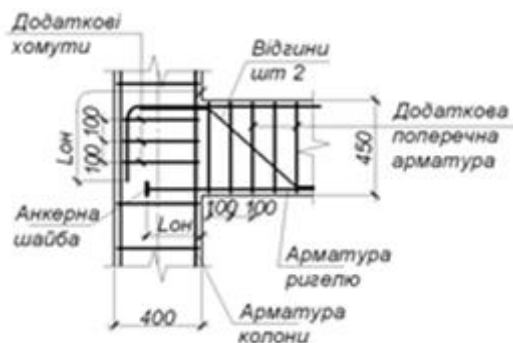
Первинною позицією під час проєктування монолітних будівель має бути процедура вибору і призначення схеми несучих конструкцій: рамної, змішаної, рамно-зв'язевої, зв'язевої. Вибору схеми повинно передувати техніко-економічне порівняння варіантів, що спирається на аналіз висоти споруди, інженерних умов майданчику (геології, гідрогеології, сейсмічної відповідальності), рівня і складу навантажень, конфігурації будівлі, технологічних особливостей зведення тощо.

У зв'язку з цим, необхідно взяти до уваги, що рамна система – система, функціонування, надійність і довговічність якої забезпечується жорсткістю вузлів рам. Вплив дисків перекриттів тут є другорядним.

Змішана система – система, функціонування, надійність і довговічність якої забезпечується, з одного боку, жорсткістю вузлів рам, а з другого, системою зв'язків. Рамно-зв'язева система – система, функціонування, надійність та довговічність якої забезпечується вузлами рам и зв'язками. Зв'язева система – це система функціонування, надійність та довговічність якої забезпечується системою пілонів (ядер) і дисками перекриттів. Жорсткий (рамний) вузол – з'єднання елементів із повноцінним (100 %) сприйняттям моменту (рис. 8.1).

Умовно жорсткий вузол – з'єднання елементів, що забезпечує сприйняття часткової (застережної) долі моменту (рис. 8.2).

*Деталь з'єднання колони та ригелю
(монолітний варіант)*



*Деталь з'єднання колони та ригелю
(збірний варіант)*



Рисунок 8.1 – Жорсткий (рамний) вузол

Рисунок 8.2 – Умовно жорсткий вузол

До роботи зв'язової системи на сприйняття горизонтальних навантажень необхідно долучати зовнішні колони. Вхідження здійснюється через ростверки (ростверкові аутрігерні поверхи) (рис. 8.3).

Необхідно зазначити, що конструктивні рішення, які можуть зменшити ймовірність обвалення конструктивної системи з умовою виникнення локального руйнування окремого елемента (із реалізацією особливого випадку) найбільш раціональним і практичним методом є доповнення до всієї конструкції аутрігерних поверхів. Особливістю цієї конструкції є те, що вона збільшує загальну жорсткість будівлі. Це досягається розміщенням на певному поверсі просторових ферм, що з'єднують ядро жорсткості із зовнішнім периметром колон.

Для кожної будівлі розташування «жорсткого» поверху визначається окремо залежно від його архітектурних і геометричних властивостей, але найбільш доцільним є його розташування на $2/5$ – $3/5$ від висоти всієї будівлі.

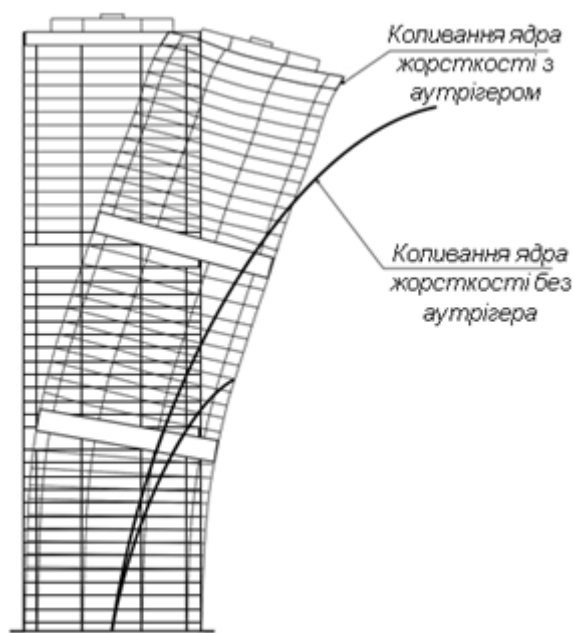


Рисунок 8.3 – Порівняльна схема загальної жорсткості будівлі з аутрігерним поверхом та без нього

У порівнянні моделей багатоповерхової будівлі із жорстким поверхом і без нього загальна жорсткість будівлі збільшується, що позитивно впливає на здатність цієї будівлі утримувати прогресуюче обвалення.

В цьому випадку колони отримують тільки додаткові (вертикальні) навантаження. Крім того, долучення зовнішніх колон до роботи загальної зв'язової системи на горизонтальні навантаження значно полегшує систему і одночасно підвищує загальну жорсткість будівлі. Ростверкові поверхи доцільно використовувати в якості технічних і для розташування в їх межах систем сейсмо- і віброгасіння коливань.

Досвід експлуатації висотних будівель показує, що сейсмовіброгасіння коливань найбільш доцільно реалізовувати шляхом вживання динамічних гасителів коливань (ДГК). Як відомо, теоретичною основою їх конструкції є цікавий результат, отриманий під час інтегрування рівнянь коливань систем із двома ступенями свободи.

Хай, наприклад, є двомасова система (рис. 8.4), що випробовує дію збурювальної сили $P \sin \omega t$ (P – амплітуда сили, ω – частота коливань).

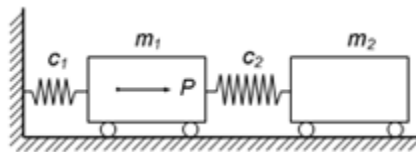


Рисунок 8.4 – Двомасова система

Рівняння руху для цієї системи можна записати так:

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 x_1 - c_2 (x_2 - x_1) = P \sin \omega t, \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (x_2 - x_1) = 0 \end{cases}, \quad (8.1)$$

де m_1 і m_2 – основна та приєднувальна маси;

c_1 і c_2 – коефіцієнти жорсткості пружин;

$\ddot{x}_1$ і $\ddot{x}_2$ – прискорення.

Обираючи приватне рішення системи у вигляді

$$x_1 = a_1 \sin \omega t; \quad x_2 = a_2 \sin \omega t; \quad (8.2)$$

та підставляючи його у (8.1), отримаємо два рівняння із двома невідомими амплітудами коливань a_1 і a_2

$$\begin{cases} -m_1\omega^2 a_1 + c_1 a_1 - c_2(a_2 - a_1) = P, \\ -m_2\omega^2 a_2 + c_2(a_2 - a_1) = 0, \end{cases} \quad (8.3)$$

Розв'язок (8.3):

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{P(c_2 - m_2\omega^2)}{(c_1 + c_2 - m_1\omega^2)(c_2 - m_2\omega^2) - c_2^2}; \\ a_2 &= \frac{P(c_2 - m_2\omega^2)}{(c_1 + c_2 - m_1\omega^2)(c_2 - m_2\omega^2) - c_2^2}. \end{aligned} \quad (8.4)$$

Аналіз (8.4) показує, що у приватному випадку

$$\begin{aligned} c_2 - m_2\omega^2 &= 0, \\ a_1 &= 0; \quad a_2 = -\frac{P}{c_2}. \end{aligned} \quad (8.5)$$

Перша маса залишається нерухомою, хоча саме до неї прикладена збурювальна сила (антирезонанс).

Таким чином, щоб погасити коливання системи, що розглядається, достатньо приєднати до основної маси (m_1) додаткову масу (m_2) на пружній в'язі, підпорядкувавши умові параметри приєднаної маси. Необхідно також зазначити, що у практичних випадках для гасіння можливих резонансів, що виникають зі зміною частоти збудження, у ДГК додатково вводять демпфуючі елементи.

Приведений результат обґрунтовує основні критерії, що використовують під час вибору ДГК. Зокрема:

- найбільш важливим параметром під час вибору динамічного гасителя є оптимальна величина відхилення частоти гасителя (оптимальна величина налаштування) від власної частоти коливань конструкції (якщо частота коливань гасителя, яка використовується для визначення величини налаштування, підібрана до конструкції не оптимально, малі зміни частот можуть істотно зменшити ефективність гасителя);

- важливим критерієм є оптимальний коефіцієнт співвідношення мас, що забезпечує широкий діапазон ефективної роботи гасителя;

– демпфування є менш важливим критерієм порівняно із першими двома, проте дозволяє використовувати пристрої з великими відхиленнями від оптимальних параметрів без суттєвої втрати ефективності.



Рисунок 8.5 – Пріоритети трьох основних критеріїв підбору ДГК

Для ефективної роботи динамічних гасителів під час їх підбору повинні бути дотримані такі умови:

1. *Вибір оптимальної маси.* Відношення маси динамічного гасителя до еквівалентної маси основної системи (μ) повинно бути достатнім і обґрунтованим. За малих мас динамічного гасителя (якщо $\mu \leq 0,025$) ефективність гасителя зменшується. Крім того, виникають проблеми із розміром проміжків, які повинні забезпечити великі амплітуди коливань маси. Такі гасителі дорожчі, оскільки вимагають використання довших пружин. Зі співвідношенням мас $\mu > 0,025$ діапазон частот, в якому є ефективне гасіння коливань, збільшується.

2. *Вибір оптимальної частоти коливань динамічного гасителя.* Для оптимальної роботи динамічного гасителя коливань повинно дотримуватися таке співвідношення між парціальними частотами:

$$k_{opt} = \frac{f_D}{f_H}, \quad (8.6)$$

де f_D – парціальна частота маси динамічного гасителя;

f_H – частота власних коливань основної системи.

Коефіцієнт k називається коефіцієнтом налаштування. Ці частоти повинні бути спеціально налаштовані. Величина оптимального відношення між частотами визначається нерівністю

$$k_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} < 1 \quad (8.7)$$

3. *Вибір параметрів оптимального демпфера.* Для ефективної роботи динамічного гасителя необхідно підібрати демпфер, характеристики якого будуть відповідати відношенню мас μ і задовольняти такій умові:

$$\xi_{D,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8 \cdot (1 + \mu)^3}} \quad (8.8)$$

Правильно підібране демпфування динамічного гасителя так само дозволяє правильно забезпечити ефективну роботу пристрою. Проте необхідно ще раз зазначити, що відхилення величини демпфування від оптимального меншою мірою впливає на зміну ефективності роботи гасителя коливань порівняно із впливом відхилення від оптимального співвідношення частот.

Для ефективної практичної реалізації віброгасіння коливань висотних будівель можуть бути використані такі два типи ДГК:

1. *Динамічний гаситель MTMD-P* встановлюється в точці конструкції, що відповідає максимальній амплітуді із горизонтальними коливаннями споруди із власною частотою.

Кріплення ДГК до балок або кронштейнів будівлі здійснюється за допомогою болтів.

MTMD-P складається з маси, що коливається, і яка прикріплена до кінця маятникового стрижня. Повертаюча сила створюється силою тяжіння маси маятника у разі його виведення із положення рівноваги.

Демпфування забезпечується пластинами, що переміщуються відносно одне одного або в'язкими демпфуючими пристроями.

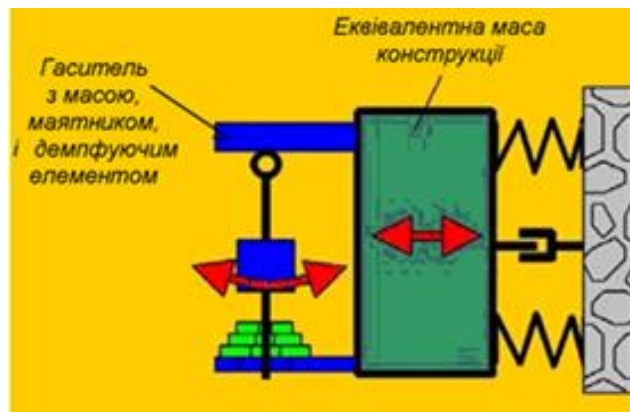


Рисунок 8.6 – Принцип роботи гасителя MTMD-P

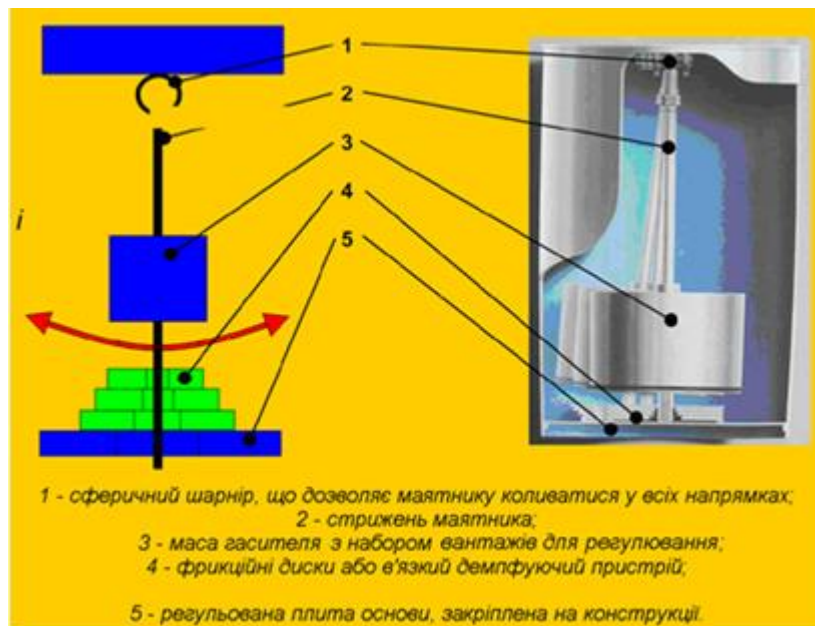


Рисунок 8.7 – Опис гасителя MTMD-P

2. *MTMD-H: динамічний гаситель коливань, що коливається горизонтально* (рис. 8.8, рис. 8.9).

Динамічний гаситель MTMD-H встановлюється в точці конструкції, що відповідає максимальній амплітуді із горизонтальними коливаннями споруди із власною частотою.

Кріплення ДГК до балок або кронштейнів будівлі здійснюється за допомогою болтів.

MTMD-H складається із горизонтально скерованої маси, що переміщується і прикріплена до сталевих пружин. Паралельно до пружин прикріплений демпфуючий елемент.

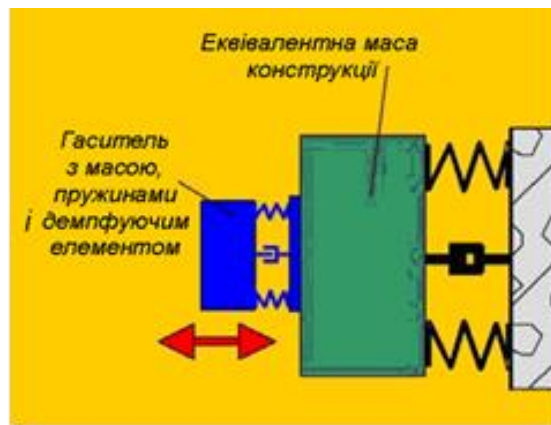


Рисунок 8.8 – Принцип роботи гасителя MTMD-H

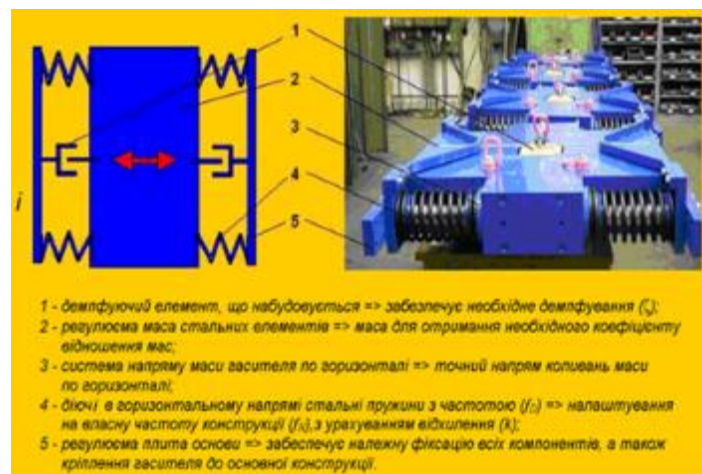


Рисунок 8.9 – Опис гасителя MTMD-H

Схематичне розташування згаданих ДГК в межах аутрігерних (ростверкових) поверхів показано на рисунках 8.10 та 8.11.

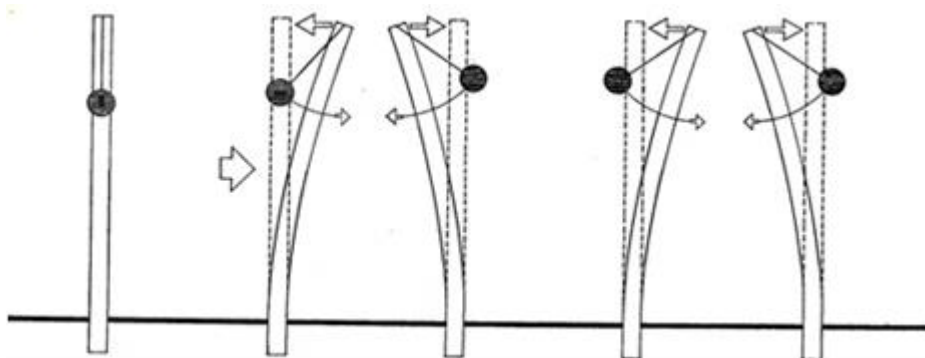


Рисунок 8.10 – Маятникова система віброгасіння коливань, яку доцільно розташувати ростверковому поверхі

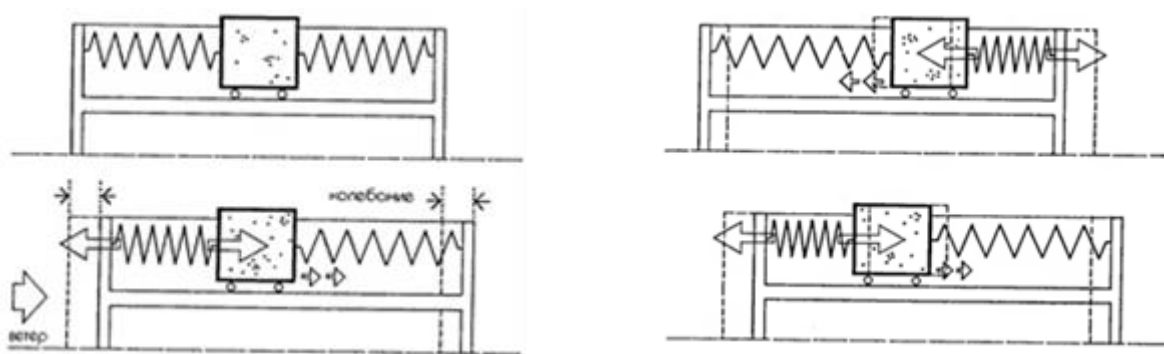


Рисунок 8.11 – Горизонтальна система гасіння коливань, яку доцільно розташувати ростверкових поверхах

Диски перекриттів (особливо для зв'язевих систем) повинні бути абсолютно жорсткими (що не деформуються) у своїй площині. Вузли їх з'єднання з пілонами повинні забезпечувати повноцінну (100 %) передачу всіх компонентів зусиль, що виникають, від диска до пілона.

Із прольотами до 6–8 м перекриття рекомендується виконувати плоскими, за більших значень – плоскими із капітелями або міжколонними балками й стінами, а із прольотами до 12 м – із міжколонними балками або стінами та ребристими і пустотними плитами.

Для зальних приміщень із прольотом 12–15 м рекомендуються кесонні, ребристі або пустотні плити із обпиранням по чотирьох сторонах на балки й стіни.

Основними конструктивними параметрами плоских плит перекриттів є розміри поперечного перерізу (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і кількість поздовжньої арматури, які визначаються залежно від навантаження на перекриття та довжини прольотів.

Під час проєктування рекомендується використовувати оптимальні конструктивні параметри перекриттів, визначені на основі техніко-економічного аналізу. Водночас товщину плоских плит перекриттів суцільного перерізу рекомендується обирати не менше ніж $1/30$ довжини найбільшого прольоту і не більше ніж 25 см, клас бетону – не менше ніж C20/25. Висота пустотних,

ребристих і кесонних плит береться не менше ніж 25 см і не більше ніж 50 см, клас бетону – не менше C20/25.

У плоских плитах перекриттів на густо армованих ділянках навколо колон, де діють максимальні поперечні згинальні сили і крутні моменти, для запобігання продавлюванню, спрощення армування й полегшення бетонування рекомендується укладання фібробетону класу за міцністю на розтяг не менше ніж C20/25.

Основними конструктивними параметрами плоских фундаментних плит є розміри (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і кількість поздовжньої арматури, які визначаються залежно від реактивного тиску ґрунту основи й кроку колон і стін.

Під час проєктування рекомендується використовувати оптимальні конструктивні параметри фундаментних плит, визначені на основі техніко-економічного аналізу. Водночас товщину фундаментних плит рекомендується брати не менше ніж 60 см (товщина однієї з плит із коробчастими і кесонними фундаментами) і не більше ніж 200 см, клас бетону – не менше ніж C16/20, армування – не менше ніж 0,3 %, а марку за водонепроникністю – не менше ніж W6.

Ребристі й коробчасті фундаменти складаються із плитних і стінових елементів і застосовуються для підвищення жорсткості будинку, а із висотою більше ніж 2 м також для використання підземного простору у якості технічних поверхів.

Тема 9 СЕЙСМІЧНИЙ ЗАХИСТ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Первинною позицією під час проектування монолітних будівель має бути процедура вибору і призначення схеми несучих конструкцій: рамної, змішаної, рамно-зв'язевої, зв'язевої. Вибору схеми повинно передувати техніко-економічне порівняння варіантів, що ґрунтується на аналізі висоти споруди, інженерних умов майданчика (геології, гідрогеології, сейсмічної відповідальності), рівня і складу навантажень, конфігурації будівлі, технологічних особливостей зведення тощо. У зв'язку із цим необхідно взяти до уваги, що рамна система – система, функціонування, надійність і довговічність якої забезпечується жорсткістю вузлів рам.

9.1 Вплив сейсмічних коливань на будівельні конструкції

Висотні будівлі за типом будівельного матеріалу несучих конструкцій можна поділити на чотири основні групи: залізобетонні, дерев'яні, муровані, металеві. Найважливішими характеристиками матеріалів, які зумовлюють їх опір діям сейсмічних навантажень є розрахунковий опір та відношення міцності до питомої ваги матеріалу. Чим вищий розрахунковий опір, тим краще матеріал чинить опір сейсмічним впливам.

На характер руйнування будівель та їх конструктивних елементів з різних матеріалів впливають також інші чинники: міцність на сколювання, міцність зчеплення, гнучкість. За вказаними характеристиками найбільшою стійкістю у разі сейсмічних впливів визначаються металеві будівлі, трохи меншою – дерев'яні та залізобетонні будівлі, та найменшою – муровані будівлі.

Міцність будівельних матеріалів і конструкцій залежить не тільки від фізичних властивостей, але багато в чому визначається тими умовами, в яких вони знаходяться за експлуатаційних навантажень. В умовах землетрусів міцнісні характеристики матеріалів більшою мірою визначатимуться особливостями самого сейсмічного навантаження.

Однією з таких особливостей, характерною для будь-якого землетрусу, є короткочасність дії навантаження, тобто порівняно мала кількість циклів його повторення. Іншим чинником, що має велике значення для роботи будівельних конструкцій і матеріалів, є частота навантаження.

Оскільки сталеві конструкції найчастіше застосовуються у вигляді тонких стрижнів (колон, балок, в'язей), а сталь має високу міцність на розтяг і стиск за найвищої з усіх матеріалів питомої ваги, то руйнування металоконструкцій під час землетрусів відбувається від втрати стійкості. Загальну стійкість металоконструкцій можливо підвищити зміною закріплення на опорах в'язей, або встановленням додаткових в'язей по довжині, зменшенням навантаження за рахунок зменшення кроку колон, прогонів, балок та ферм. Місцеву стійкість металевих профілів підвищують за рахунок замкнених перерізів (труби, профільної труби). Дуже важливим є використання пластичних сталей, що мають відносно видовження до розриву більше 20 %. У конструкціях з таких сталей велика частина енергії витрачається на утворення шарнірів пластичності, що зберігає цілісність будівлі загалом.

Розглядаючи несучу здатність конструкцій і матеріалів, необхідно мати на увазі, що сильний землетрус – явище відносно рідкісне, тому забезпечення експлуатаційної повноцінності об'єктів після землетрусу може бути економічно недоцільним, оскільки термін служби таких будівель може бути меншим за період повторюваності сильних землетрусів.

Тому у сейсмостійкому будівництві не висувається вимога забезпечення повного збереження і придатності до подальшої експлуатації будівель, що зазнали сейсмічних навантажень; головне – забезпечити безпеку людей і збереження найбільш цінного майна. Така вимога вимагає поняття граничного стану конструкції.

9.2 Основні принципи проєктування висотних сейсмостійких будівель

Сейсмостійкість – здатність будівель і конструкцій витримувати землетруси з мінімальними пошкодженнями.

Сейсмостійкість об'єкта насамперед залежить від його висоти, його ваги в цілому, конструктивної системи, яка бере на себе сейсмічну дію, сейсмічних регіонів, де будується об'єкт, включно із мікросейсмічною регіоналізацією, оскільки в зонах малої сейсмічної активності можуть існувати геологічні розломи, які можуть становити підвищену геодинамічну небезпеку окремих об'єктів, особливо висотних будівель.

Традиційні методи і засоби захисту будівель і споруд від сейсмічних впливів містять великий комплекс різних заходів, спрямованих на підвищення несучої здатності будівельних конструкцій, проєктування яких здійснюється на основі розроблених вітчизняним і зарубіжним досвідом будівництва норм та правил.

Проєктування будівель і споруд в сейсмічно небезпечних районах починається з дотримання загальних принципів сейсмостійкого будівництва:

1. Принцип симетрії: маса і жорсткість конструкції повинні бути розподілені рівномірно і симетрично відносно площин симетрії, які проходять через центр ваги споруди, що досягається об'ємно-планувальними рішеннями будівель (рис. 9.1).

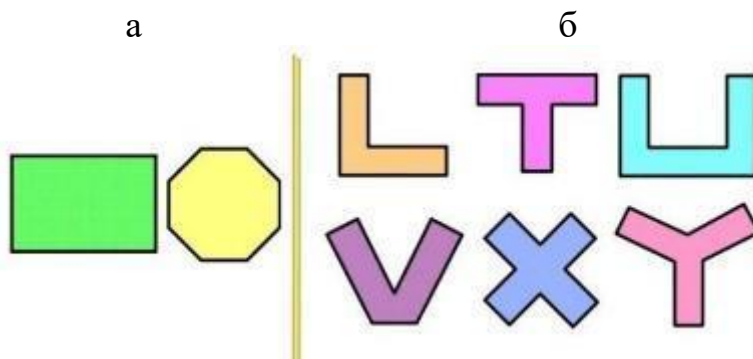


Рисунок 9.1 – Приклади об'ємно-планувальних рішень будівель:

а – прості; б – складні

Конструктивна несиметричність будівель призводить до зменшення їх сейсмостійкості, що може стати причиною локальних руйнувань або повного обвалення. У разі несиметричної форми необхідно обмежувати розміри виступів, а також намагатися не застосовувати витягнутих у плані конструктивних рішень.

2. Принцип гармонії: необхідно дотримуватися пропорційності у розмірах будівлі, водночас її довжина або висота не повинні бути надзвичайно великими. Граничні розміри, поверховість, висоту поверхів будівель обирають згідно з вимогами будівельних норм.

3. Принцип антиважкості: істотний вплив на значення сейсмічних навантажень має маса споруди. Тому із дією сейсмічних сил необхідно прагнути до максимально можливого зменшення ваги конструкцій і отриманих навантажень.

4. Принцип еластичності: матеріали у конструкції бажано застосовувати міцні, легкі, такі, що мають пружні властивості; конструкції з них повинні мати однорідні властивості.

5. Принцип замкнутого контуру: несучі елементи конструкції повинні бути пов'язані між собою, утворюючи замкнені контури як у вертикальному напрямку, так і в горизонтальному.

Конструктивне рішення таких контурів має забезпечити незалежну роботу кожного з них під час сейсмічних коливань. Це досягається за рахунок антисейсмічних швів, які з метою економії необхідно об'єднувати із температурними і осадовими.

Антисейсмічні шви влаштовуються в будинках, якщо з точки зору функціональних і архітектурно-планувальних міркувань не можна уникнути складної і асиметричної форми будівлі в плані з перепадами висот 5 метрів і більше. Антисейсмічні шви в будинках зі стіновою конструктивною системою влаштовуються у вигляді подвійних несучих стін, а в каркасних будівлях – за допомогою розміщення подвійних рам.

6. Застосування сейсмоізоляції: доцільно застосовувати пристрої, що зменшують інтенсивність коливальних процесів, які передаються від ґрунту до будівлі.

7. Забезпечення надійності фундаментів: для сейсмостійких конструкцій фундаменти повинні бути міцними, достатньо глибоко закладеними, бажано на податливих прошарках або спеціальних субструкціях, що замінюють слабкі ґрунти, для забезпечення однорідності і міцності ґрунтової основи.

9.3 Системи сейсмічного захисту висотних будівель

В будівлях із каркасними конструктивними схемами можливо виділити три системи сейсмічного захисту: **пасивну, активну та комплексну.**

Пасивна система передбачає:

- вибір об'ємно-планувальних рішень і конфігурації будівель (зазвичай із симетричними конструктивними схемами);
- проектування антисейсмічних замкнених відсіків простої форми;
- рівномірний розподіл жорсткостей конструкцій та їх ваги;
- забезпечення міцності несучих конструкцій без послаблених вузлів;
- влаштування у рівнях перекриттів і покриттів діафрагм жорсткостей для рівномірного розподілу сейсмічних навантажень між вертикальними конструкціями (у багатоповерхових будівлях).

Активна система передбачає:

- зменшення сейсмічних навантажень за рахунок регулювання їх динамічних параметрів для запобігання резонансного збільшення амплітуд коливання будівлі, зменшення резонансних ефектів;
- зміну динамічних жорсткостей або періодів власних коливань будівель під час землетрусів.

У цьому разі використовуються спеціальні конструктивні рішення в'язів (рис. 9.2), ковзних поясів, гасителів коливань, кінематичних фундаментів, пальових фундаментів, які мають дисипативні характеристики самоорганізації, у

рамно-зв'язевих системах складання діафрагм жорсткості, гумово-сталевих циліндричних опор тощо.

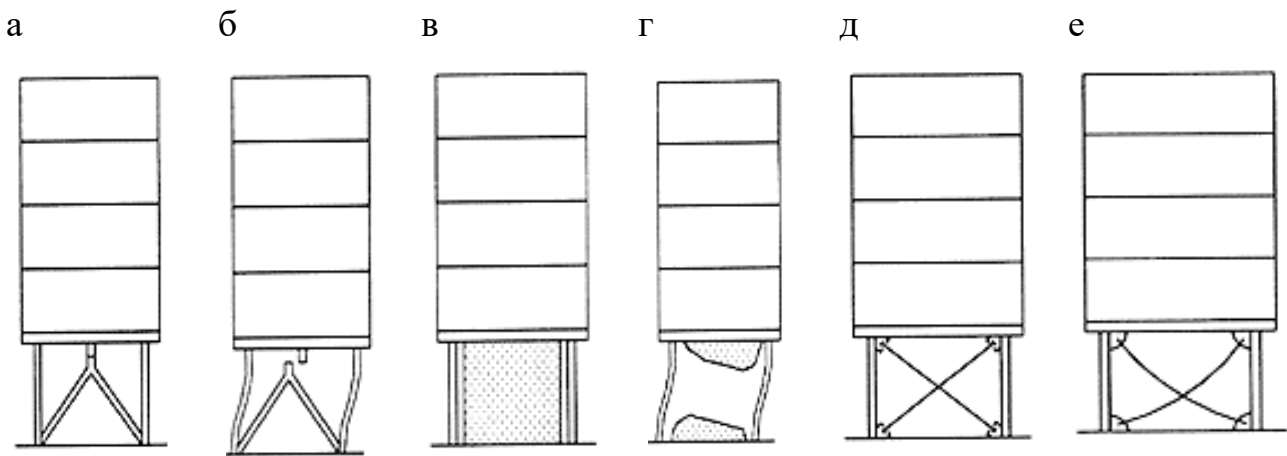


Рисунок 9.2 – Активна система сейсмосахисту за допомогою в'язів, які виключаються: а – спеціальні елементи, що виключаються; б – зв'язеві панелі, що руйнуються; в – пружні в'язі; г – провислі розтяжки; д – упори, що обмежують деформації; е – жорсткі панелі (для висотних будівель)

Основна вимога ефективної роботи систем активного сейсмосахисту є розбіжність частот їх власних коливань від переважаючих за інтенсивністю частот сейсмічної рухомості ґрунтових основ будівлі.

Комплексна система поєднує застосування пасивного та активного сейсмосахисту будівель.

9.4 Перспективні напрями сейсмічного захисту висотних будівель

Ефективний сейсмічний захист забезпечують конструкції демпфування (рис. 9.3), що можуть впроваджуватись під час проведення ремонтних робіт.

На сьогодні у світовій практиці поширюється тенденція забезпечення сейсмічного захисту каркасних будівель за принципом сейсмічної ізоляції об'єкта – демпфування (гасіння коливань). Демпфування будівель відоме дуже давно і постійно вдосконалюється за розрахунковими методиками, новими

конструктивними рішеннями, розробками та модифікаціями (рис. 9.4), застосуванням спеціальних стопів і композитних матеріалів із пам'яттю. Цей спосіб сейсмічного захисту хоча і відносно дорогий, проте найбільш надійний та ефективний.

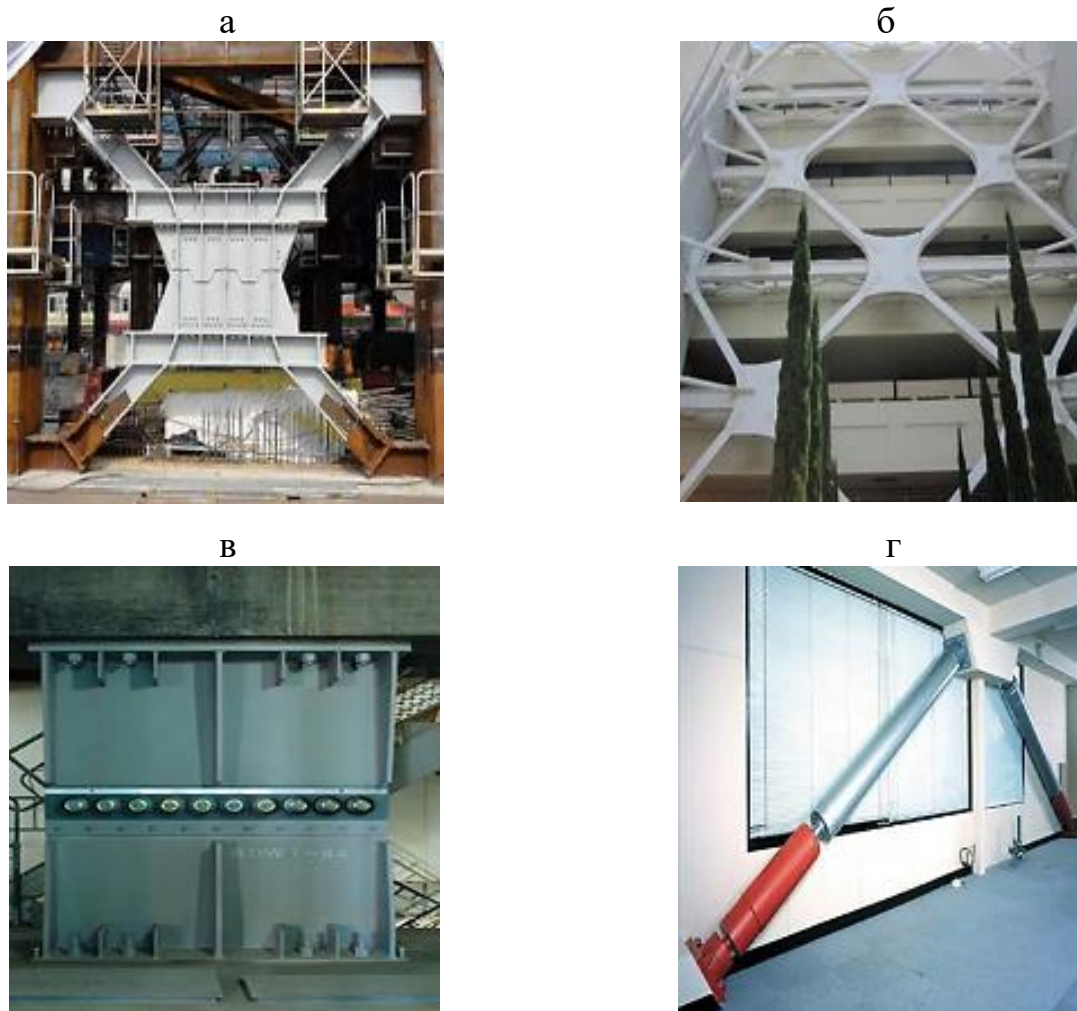


Рисунок 9.3 – Демпфери: а – кінематичні; б – структурні; в – демпфуючі стіни;
г – гідравлічні

Згідно із рекомендаціями нормативних документів розрахунки споруд на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічного впливу необхідно здійснювати із використанням:

- спектрального методу;
- прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту під час землетрусів або набору синтезованих акселограм;

– нелінійного статичного розрахунку, що застосовується за необхідності врахування нелінійної реакції конструкцій в якості альтернативи нелінійному динамічному розрахунку.

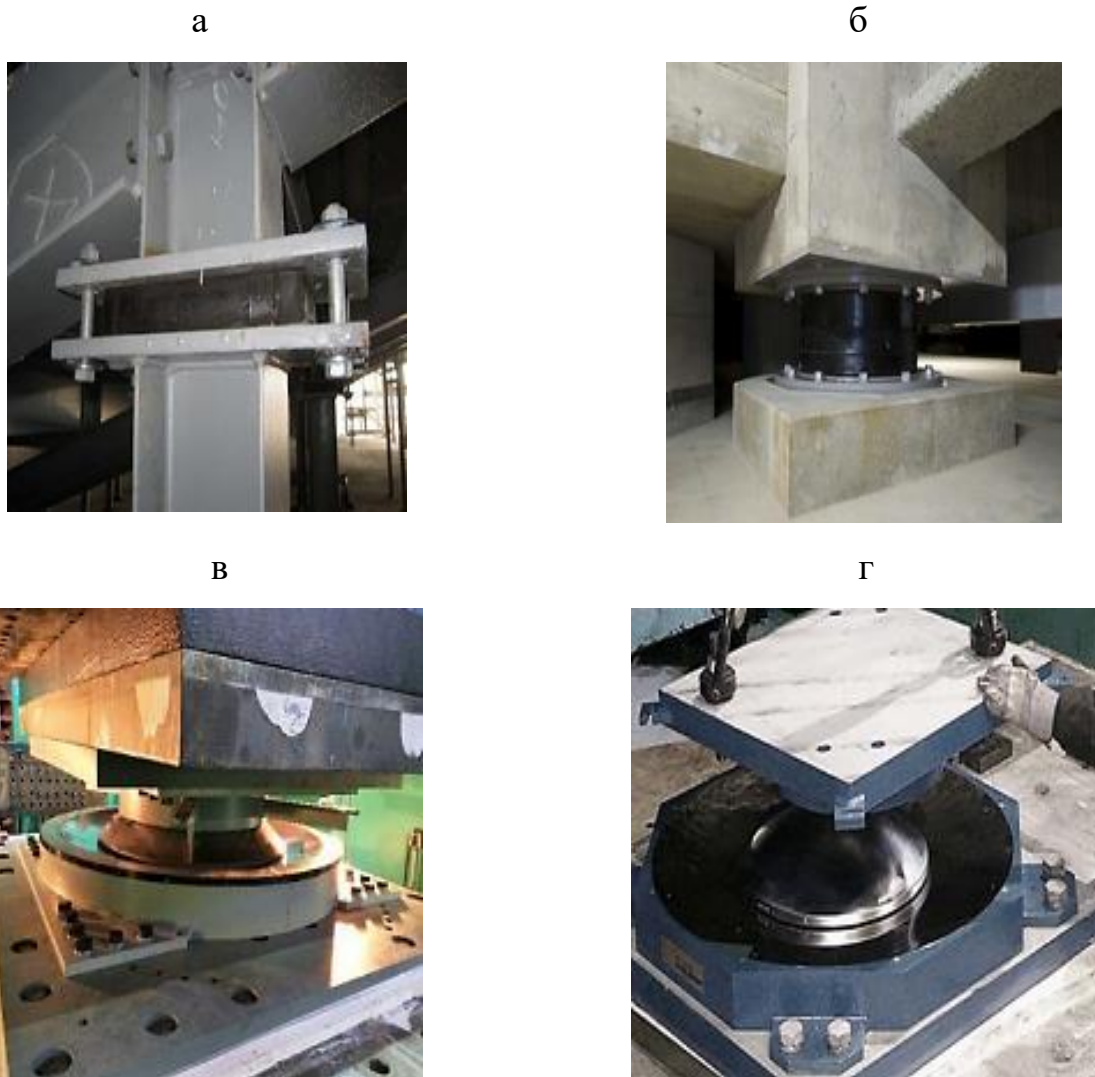


Рисунок 9.4 – Сейсмостійкі опори: а – гумометалеві; б – фрикційні; в – ковзаючі; г – маятнікового типу

Нелінійний статичний розрахунок рекомендується застосовувати:

- як альтернативу прямому динамічному методу із використанням пакета акселограм з огляду на можливі складність і громіздкість таких розрахунків, а також через значну невизначеність вихідних даних;
- під час проектування будівель і споруд із використанням методології, заснованої на вивченні стану конструкцій за різних рівнів сейсмічного впливу (так званий Performance – Based Seismic Design);

– під час оцінки та відновленні сейсмостійкості будівель, що експлуатуються, з урахуванням їх фактичного технічного стану (дефектів, пошкоджень тощо).

Нелінійний статичний розрахунок є інструментом оцінки несучої здатності конструкцій. Він передбачає монотонне навантаження нелінійних багатомасових розрахункових моделей (БРМ) набором розподілених сейсмічних горизонтальних сил до досягнення визначених меж переміщень у вибраному рівні. БРМ може бути навантажена аж до руйнування з метою оцінки її кінцевих деформацій і несучої здатності.

Нелінійний статичний розрахунок є першим етапом двоетапної процедури, в результаті якої отримують криву (спектр) несучої здатності БРМ. Спектр несучої здатності – відношення зсуву основи за сейсмічного впливу до горизонтальної реакції (переміщення) будівлі. Спектр несучої здатності будується в координатах «спектральне прискорення – спектральне переміщення» із використанням залежностей «відновлююча сила – переміщення» для кожного рівня за висотою будівлі.

Отриманий спектр використовується для визначення переміщень еквівалентної одномасової системи (ЕОМС) за визначеного сейсмічного впливу шляхом нелінійного динамічного розрахунку ЕОМС. Таким чином уникають необхідності нелінійного динамічного розрахунку вихідної БРМ. Крім того, на основі спектру визначають коефіцієнти податливості, а також коефіцієнти редукції (зменшення сейсмічної реакції) будівель за сейсмічних впливів.

Методологія, що використовує спектр, знайшла відображення у нормативних документах США і ДСТУ-Н Б EN 1998-1, а також реалізована у поширених розрахункових комплексах.

Сучасні методики виконання нелінійного статичного розрахунку дозволяють враховувати несиметричність об'єкта в плані та за висотою, вплив вищих форм коливань для висотних будівель і протяжних споруд, взаємодію у системі «основа – фундамент – каркас будівлі». Із розвитком комп'ютерного моделювання стало можливим аналізувати поведінку будівлі у її загальній об'ємно-просторовій структурі.

Тема 10 ІННОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ ВИСОТНОГО ДОМОБУДУВАННЯ

10.1 Еволюція архітектурних і технологічних рішень висотних будівель

Аналізуючи тенденції розвитку висотних будівель кінця XX – початку XXI століття, можливо виділити чотири основні напрямки їх архітектурно-стильових рішень:

1. *Структурний експресіонізм*: деталізація фасадів здійснюється за допомогою виявлення структурних елементів несучих конструкцій зовнішнього каркасу будівель, металевих діагональних решіток.

3. *«Дигітальна» архітектура* характеризується створенням форм висотних об'ємів, які виходять за межі декартової системи координат і не мають ізометричного опису.

4. *Біоекологічна архітектура* забезпечує гармонізацію архітектурної оболонки будівель із локальними кліматичними особливостями території їх розташування, використання енергетичних можливостей зовнішнього клімату для енергозабезпечення, використання природного освітлення приміщень, впровадження енергоефективних технологій та інженерно-технічного забезпечення.

5. *«Кінематична» архітектура* передбачає постійний рух будівель у просторі, розробку і впровадження екологічних та енергоефективних рішень.

Починаючи з середини XX століття, архітектори і інженери розробляють наукові та методологічні основи проєктування та зведення будівель, що покращують штучне середовище життєдіяльності людини.

Енергоспоживання висотних будівель виділено основним критерієм оцінки якості проєкту, враховуючи що «традиційні» будівлі наділені великими резервами підвищення теплової ефективності. У проєктах висотних будівель основна увага приділяється енергоспоживанню та заходам зі збереження енергії. Основна увага приділяється енергоефективності висотним будівлям.

Під енергетичною ефективністю розуміють здатність будівлі та її інженерних мереж забезпечувати заданий рівень витрат енергії для підтримання оптимальних параметрів внутрішнього мікроклімату в приміщеннях об'єкта відповідно до функціонального призначення. Водночас оптимальні параметри внутрішнього мікроклімату – це поєднання показників, які у разі тривалого та систематичного впливу забезпечують нормальний психофізіологічний стан людини, яка перебуває у приміщенні. Сучасний період розвитку висотного будівництва характеризується появою енергоефективних об'єктів.

На сьогодні будівництво хмарочосів орієнтуються на збільшення поверховості, поновлення або повну енергонезалежність висотних будівель та застосування екологічних об'єктів, екологічно чистих безпечних матеріалів. У цих напрямках фахівці-проектувальники вдаються до застосування композитних матеріалів. Зазвичай такі матеріали в середньому зменшують на 10 % загальну вагу будівель, значно підвищують теплоізоляційні властивості конструкцій, а за рахунок застосування нових технологічних рішень прискорюють технологію зведення.

Такі провідні технології застосовуються в країнах Азії. Таким прикладом є системи з підвищеною стійкістю висотних конструкцій, що обумовлено високою ймовірністю дії факторів природних катаклізмів.

Так, під час зведення 88-поверхового хмарочоса Цзінь Мао (англ. *Jin Mao Tower*) висотою 421 м, що знаходиться у Шанхаї, застосовані інноваційні рішення із підвищення сейсмічного захисту. Будівля розділена на 16 сегментів, кожний сегмент на восьму частину коротше шістнадцятиповерхової підставки. Центральний бетонний каркас має 8 кутів, він оточений 8-ма композитними колонами та 8-ма зовнішніми сталевими колонами. Це створює постмодерністську форму: на верхніх ярусах будівля ускладнюється і трохи звужується, утворюючи ритмічний візерунок, властивий китайській архітектурі.

За оцінками фахівців, будівля може зберігати цілісність своїх конструкцій зі швидкістю вітру більше ніж 200 км/год, а також протистояти підземним

поштовхам потужністю до 7-ми балів. Це забезпечується завдяки реалізації рухомих сполук всередині несучих колон зі сталі (рис. 10.1).

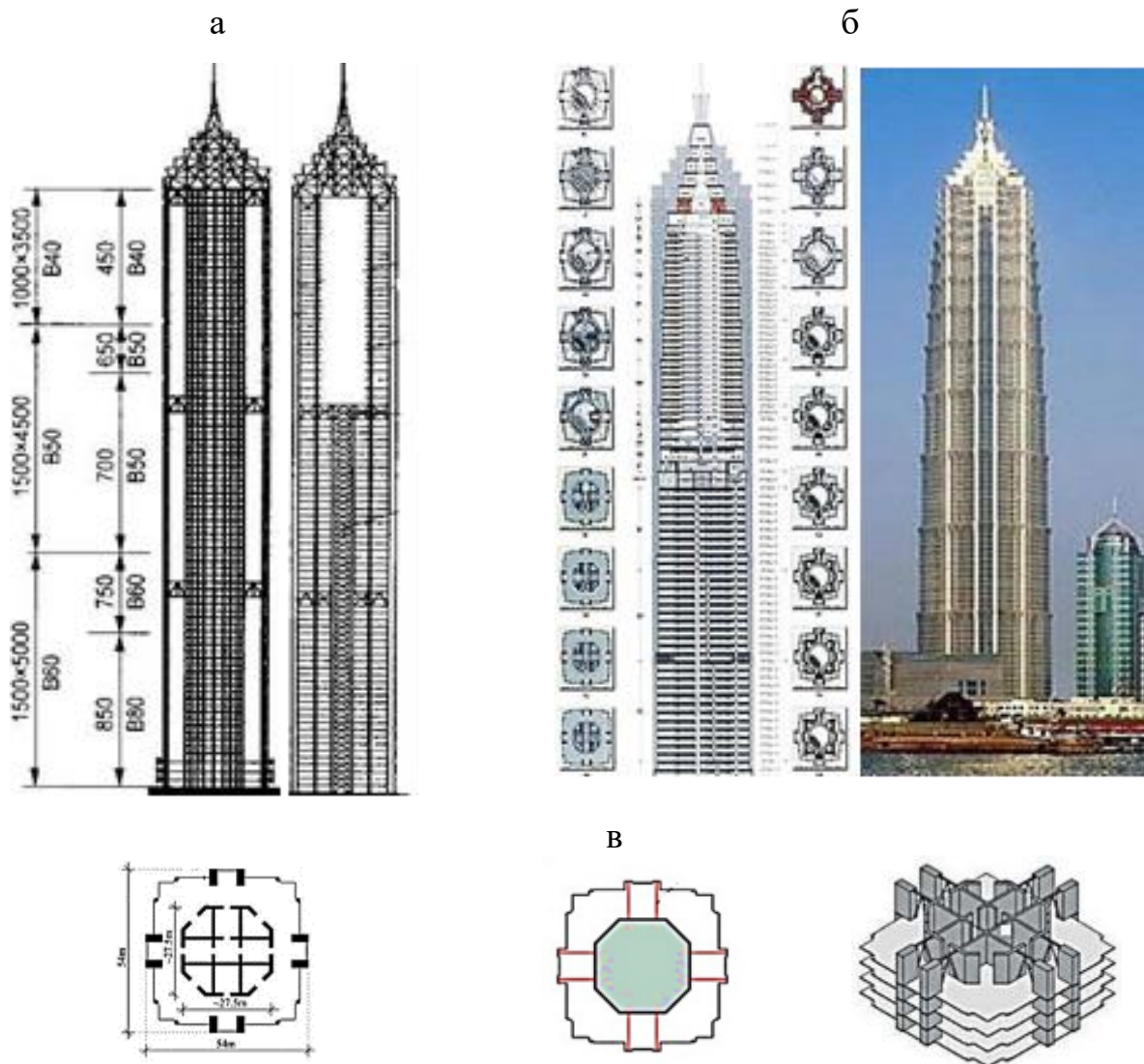


Рисунок 10.1 – Хмарочоса «Jin Mao Tower»: а – конструктивне рішення; б – загальний вигляд будівлі; в – конструкція рухомих сполук хмарочоса

Не менш яскравим прикладом інноваційних конструктивних рішень є Шанхайська башта (англ. Shanghai Tower) у Шанхаї, район Пудун. Суперхмарочос у 128-поверхів, висотою 632 м спроектовано американським архітектурним бюро «Gensler» (рис. 10.2).

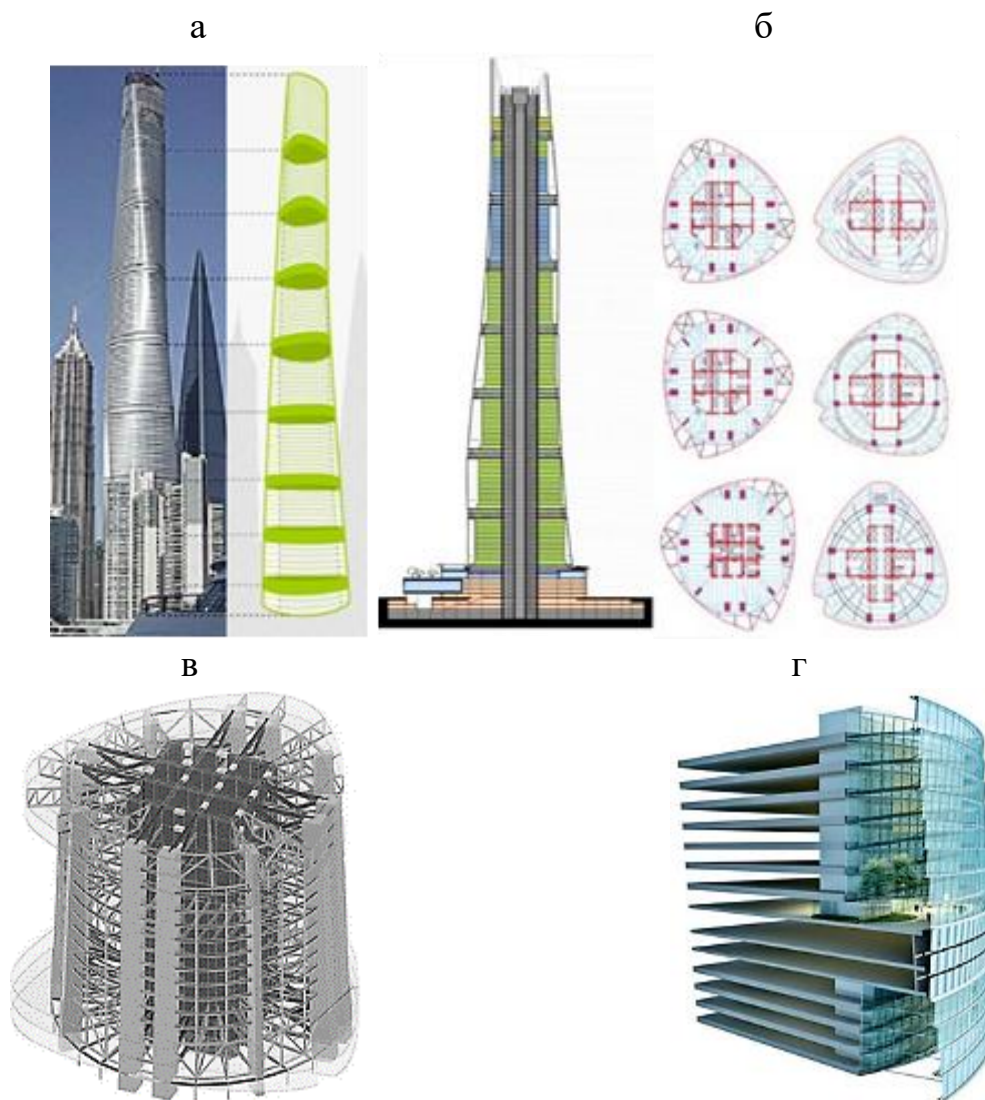


Рисунок 10.2 – Суперхмарочос «Shanghai Tower»:

- а – загальний вигляд будівлі; б – конструктивне рішення;
- в – конструктивне рішення, що надає форму обертання;
- г – конструкція двошарового скління по фасаду будівлі

Хмарочос складається із дев'яти циліндрових будівель (рис. 10.2, а, б), які збудовані одна на одній і мають зовні друге подвійне «покриття» трикутної форми, що створює форму обертання внутрішньої частини будівлі (рис. 10.2, в). Двошарове скління покращує теплоізоляційні властивості будівлі та забезпечує значне пропускання природного світла, скорочує витрати на енергію для освітлення та опалення приміщень (рис. 10.2, г). Звужена форма вежі зменшує вітрові навантаження на будівлю майже на 25 %.

Величезний вплив на забезпечення стабільності конструкції має наявність плавального басейну, розташованого на 57-му поверсі хмарочоса, що дає можливість будівлі балансувати у просторі під дією вітрових і сейсмічних навантажень.

В будівлі спроектовано дев'ять зелених садових зон, а на фасаді будівлі встановлено 270 вітрогенераторів.



Рисунок 10.3 – Хмарочос «Bank of America»

Не на останньому місці під час зведення висотних будівель залишається підвищена турбота про довкілля. Сучасні хмарочоси все частіше відіграють роль повітряних фільтрів, які прибирають із повітряного простору парникові гази, інші шкідливі речовини. Яскравим прикладом є будівля Банку Америки (англ. Bank of America), що розташована на острові Манхеттен у Нью-Йорку.

Проект будівлі, розроблений фірмою «Severud Associates», створено з метою досягнення найбільшої екологічності. У 54-поверховому хмарочосі висотою 365 м передбачена система накопичення і очищення дощової води, у конструкції стін встановлені очисні системи, які здатні виводити забруднене повітря і віддавати його назад у простір вже в очищеному вигляді. Башта має енергетичне устаткування, яке може виробляти 4,6 МВт електроенергії (рис. 10.3).

10.2 Концепції екологічних хмарочосів

Людина завжди сприймає висотні будівлі як неекологічні об'єкти природного середовища. Під час їхнього будівництва використовуються штучні матеріали, які не сприяють натуральності та врівноваженості співіснування їх із природним довкіллям. Крім того, на підтримку функцій традиційних висотних будівель – хмарочосів витрачається дуже багато енергетичних ресурсів, що, зі свого боку, здійснює певний екологічний вплив на оточуюче середовище.

За цих умов перед архітекторами постає завдання створення таких хмарочосів, які лаконічно впишуться у навколишнє середовище та не спричинять екологічних змін. В цьому напрямку архітектори, конструктори і інженери всього світу розробляють різні концепції. Одна з таких концепцій – це копіювання природи і поновлення енергії споживання самим висотним об'єктом.

В природі немає нічого, що марнується. Отже, у висотних будинках необхідно використовувати відновлювальні матеріали і якомога менше невідновлювальної енергії споживання. Це зовсім не означає, що можна встановити вітрову турбіну над багатоповерхівкою і так вирішити питання екологічності. Принципові архітектурні рішення передбачають як головну умову органічне вписування будівлі у довкілля.

Світова організація, яка займається пропагандою зеленого будівництва, World Building Council (WGBC), надає дані, що 65 % електроенергії у США і 40 % у Європі споживають багатоповерхівки. Зростання загальносвітового будівельного ринку щорічно становить 3 %, а екологічного будівництва щороку збільшується на 30 %. Крім того відзначається, що зведені зелені вежі є ощадними щодо кінцевої енергії, води, утилізації відходів тощо.

Під час обстеження існуючих 170-ти екобудинків у США визначено, що їхнє будівництво було дорожчим на 1,5 % від традиційного, але економія під час експлуатації виявилася значно більшою за початкові затрати. Отже, якщо рішення про те, що інвестиція має бути екологічною, ухвалюється на стадії концепції проєктування, то досвідченість виконавців такого будівництва значно

зменшить початкові витрати, і не буде потреби платити більше ніж за звичайне будівництво.

Ідея створення екологічних «озелених» хмарочосів, здатних забезпечувати себе електроенергією, вже не нова, але здебільшого існує тільки у проєктах. Особливої уваги заслуговує проєкт «EDITT Tower» для Сінгапуру. Автор проєкту Ken Yeang перетворює міський пейзаж Сінгапуру на квітучий оазис (рис. 10.4).

За задумом проєкту половина поверхні цього хмарочоса буде вкрита рослинами, а 26-поверхова вежа перетворена на зелені тераси. Всередині будівлі є відкриті простори і оранжереї. Але на цьому «екологічність» будівлі не закінчується. Оскільки Сінгапур відомий своїми зливами, будівля збиратиме дощову воду, яка буде використовуватися для поливання рослин і в технічних цілях (наприклад, для зливу води в туалетах). Крім того, на будівлі буде розміщено 855 квадратних метрів фотогальванічних панелей, які забезпечать майже 40 % потреб в електроенергії. У планах – перетворення відходів і стічних вод у добрива та біопаливо.



Рисунок 10.4 – Проєкт екологічного хмарочоса у Сінгапурі

Заслуговує увагу проєкт нідерландської проєктної фірми, що спроектувала для Південної Кореї будівлі у вигляді зелених копичок: вони повинні вписатися у місцеві пагорби подалі від смогу Сеулу. Верхні поверхи будуть житловими, а

нижні облаштують під школи, офіси, магазини. Екомісто передбачає проживання 77-ми тисяч осіб. Будинки без кутів оточені терасами із живими рослинами і водоспадом (рис. 10.5).



Рисунок 10.5 – Проєкт «Екомісто» у Сеулі

Також варта уваги з точки зору естетичного задоволення 12-поверхова будівля в Австралії разом із двогектарним полем для вирощування вегетаріанської їжі (рис. 10.6.). Датський проєкт передбачає комплексів із можливістю переміщення кожного приміщення розміром $7,8 \text{ м} \times 7,8 \text{ м}$. Такий розмір є оптимальним для окремого офісу чи квартири, власне для цього і спроектована будівля. Все це є результатом інноваційних думок архітекторів, конструкторів та інженерів концептуального розвитку екологічних хмарочосів.



Рисунок 10.6 – Датський проєкт екологічного хмарочоса

Будівництво фешенебельного екологічного готелю «Royal Atlantis» розпочато у м. Дубай Об'єднаних Арабських Еміратів. За словами його творців, хмарочос повинен стати «еталоном екологічності», а готель «еталоном розкоші». У цьому скляному палаці буде 800 номерів і 250 апартаментів. Вартість будівництва становить 1,4 мільярди доларів (рис. 10.7).



Рисунок 10.7 – Загальний вигляд проєкту Екологічного готелю «Royal Atlantis»

10.3 Концепції екологічних штучних міст – хмарочосів

Новий концептуальний проєкт «висотне місто», розроблений французькою архітектурною фірмою VCA, цілком ймовірно буде зведений у китайському місті Шеньчжень, одному з найбільш швидкісних міст світу.

Весь комплекс буде складатися з шести будівель і разом із прилеглою рослинністю, займатиме трохи більше ніж 19 000 квадратних метрів. Зелені рослини будуть рости не тільки навколо, але й всередині самих хмарочосів і на спеціальних майданчиках зовні.

Хмарочоси складаються із центральної частини, на яку якби нанизані окремі блоки – «фермерські обв'язки» (farmscraper) (рис. 10.8).



Рисунок 10.8 – Загальний вигляд проєкту «Висотне місто»

Загалом будівлі нагадують пірамідки із камінчиків, які зазвичай викладають на березі моря. Незважаючи на те що в дизайні немає певних акцентів, загалом комплекс із шести будівель виглядає цілісно і по-новаторськи. Засклені оранжереї радують погляд.

«Камінці» будуть виготовлені з металевих конструкцій, саме ця технологія дозволить сформувати складну, природну форму. Всередині незвичайних хмарочосів будуть розташовані всі життєво необхідні заклади, де кожен «камінчик» буде задовольняти якусь одну потребу. В одному блоці розмістяться офіси, в іншому – житлові квартири, третьому – магазини, а під землею – величезні автомобільні стоянки. Всередині кожного відділення буде сформована зелена зона із повноцінними рослинами, яка сприятиме поліпшенню загальної екологічної ситуації у місті (рис. 10.9).



Рисунок 10.9 – Об'ємно-планувальна структура проєкту «Висотне місто»

Незвичайна концепція «Висотного міста» є енергонезалежною. Скрізь де тільки можливо, без дотримання законів симетрії, на зовнішньому боці «камінчика» встановлюються вітрогенератори, які доповнюють сонячні батареї та фотогальванічні елементи. Залишається порадити за мешканців міста Шеньчжень, та й в принципі за все людство, бо такі живі справжні хмарочоси незабаром з'являться на нашій планеті.

Проект «Lilypad» архітектора Вінсента Каллебаута (Vincent Callebaut) з Бельгії «Місто на воді» потрапляє до категорії, про яку можливо тільки мріяти. Фактично, це штучне місто із будинків, які опинилися під водою в результаті зміни клімату. Таке місто може вмістити 50 000 жителів і здатне плавати по всьому світу як незалежне і повністю самостійне розкішне суперсудно. На борту є штучні озера, штучні пейзажі гір, справжні сонячні батареї, вітрові генератори і устаткування, які використовують енергію хвиль для виробництва електроенергії. Немає ні доріг, ні автомобілів, ні брудного виробництва. «Lilypad» – найчистіший зелений мегаполіс майбутнього, трохи підтопленого світу (рис. 10.10).



Рисунок 10.10 – Проект «Місто на воді»

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабаєв В. М. Конструктивні системи об'єктів різного призначення. Досвід проектування та зведення / В. М. Бабаєв // Науково-технічний збірник «Комунальне господарство міст». – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2014. – Вип. 114. – С. 2–17.
2. Барабаш М. С. Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень / М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерський, Я. В. Покотило // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві». – 2011. – Вип. 1(21). – С. 17–22.
3. Галінський О. М. Нормативна база з висотного будівництва в Україні та напрями її вдосконалення / О. М. Галінський, А. А. Франківський, Т. В. Рунова. // «Нові технології в будівництві». – Київ, 2001. – Вип. 2(20). – С. 3–10.
4. Городецький А. С. Дослідження стійкості конструкцій будівель та споруд до прогресуючого руйнування при аварійних впливах / А. С. Городецький, М. С. Барабаш // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві». – Київ : НДІБВ, 2010. – Вип. 2(20). – С. 19–23.
5. Городецький А. С. Інформаційні технології розрахунку та проектування будівельних конструкцій / А. С. Городецький, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Харків : НТУ «ХП», 2003. – 889 с.
6. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / уклад. А. П. Сорочак. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.
7. Городецький А. С. Комп'ютерні моделі конструкцій / А. С. Городецький, І. Д. Евзеров. – Київ : Факт, 2007. – 394 с.
8. Верюжський Ю. В. Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій / Ю. В. Верюжський, В. І. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерський. – Київ : Національний авіаційний університет, 2006. – 808 с.
9. Перельмутер А. В. Розрахункові моделі споруд та можливість їх аналізу / А. В. Перельмутер, В. І. Слівкер. – Київ : Сталь, 2002. – 600 с.

Електронне навчальне видання

ПЕТРЕНКО Дмитро Григорович,

НАБОКА Анатолій Віталійович

ПРОЄКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна
інженерія, освітньо-професійна програма
«Промислове та цивільне будівництво»)*

Відповідальний за випуск *С. М. Золотов*

Редактор *Б. О. Хільська*

Комп'ютерне верстання *А. В. Набока*

План 2025, поз. 2Л

Підп. до друку 02.07.2025. Формат 60 × 84/16.

Ум. друк. арк. 7,1.

Видавець і виготовлювач

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Чорноглазівська (Маршала Бажанова), 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: office@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.