

## ЗМІСТ

Вступ	5
РОЗДІЛ 1. Основні поняття динаміки споруд	8
1.1 Види динамічних дій	10
1.2 Поняття про ступені свободи споруди	17
1.3 Види коливань і сил, які діють на масу, що коливається	19
1.4 Коливання систем з одним ступенем свободи	21
1.4.1 Власні коливання	21
1.4.2 Вимушені коливання	24
РОЗДІЛ 2. Сейсмостійкість будівель і споруд	28
2.1 Причини виникнення землетрусів	28
2.2 Загальна характеристика землетрусів	32
2.3 Оцінка інтенсивності землетрусів	36
2.4 Сейсмічне районування, вплив ґрунтових умов	40
2.5 Інженерно-сейсмометричні спостереження і паспортизація об'єктів	44
РОЗДІЛ 3. Розрахунки на сейсмічні дії	46
3.1 Сполучення навантажень	46
3.2 Методи розрахунків та їх застосування	48
3.3 Спектральний метод розрахунку	50
3.4 Прямий динамічний метод розрахунку	59
3.5 Розрахунки елементів конструкцій	64
РОЗДІЛ 4. Вимоги до проектування конструкцій, будівель і споруд	67
4.1 Житлові, громадські, виробничі будівлі та споруди	68
4.2 Основи та фундаменти	72

4.3 Перекриття та покриття	73
4.4 Перегородки, балкони, еркери, архітектурні елементи	75
4.5 Особливості проектування залізобетонних конструкцій	77
4.6 Каркасні будівлі	78
4.7 Будівлі з несучими стінами з монолітного залізобетону	81
4.8 Великопанельні будівлі	83
4.9 Будівлі зі стінами з великих блоків	84
4.10 Будівлі зі стінами з цегли або кам'яної кладки	86
Напрямки наукової та практичної роботи у сфері динаміки споруд	89
Завдання до самостійної роботи студентів	91
Розрахунок багатоповерхової каркасної будівлі на сейсмічні впливи та дію вітру	93
Контрольні питання	113
Перелік використаних джерел і рекомендована література	116

## ВСТУП

Інтенсифікація промислового виробництва і збільшення типів технологічного обладнання з потужними динамічними навантаженнями, а також підвищення вимог надійності та економічності будівельних конструкцій призводять до необхідності уточнення та вдосконалення динамічних розрахунків будівель і споруд.

Порівняно з питаннями міцності будівельних конструкцій, все частіше виходять на перший план питання комфортності перебування людей у приміщеннях висотних будівель та поблизу промислових споруд з динамічним обладнанням, адже лише міцне здоров'я та повноцінна життєдіяльність людини є дійсним і єдиним надійним підґрунтям сталого розвитку суспільства в усіх сферах. Підвищення вимог комфортності житла та робочих місць, захисту прецизійного обладнання від вібрації сприяє бурхливому розвитку такої науки, як віброекологія. Велика кількість інженерів займається розробкою низькочастотної багатоланкової активної віброізоляції важких машин і обладнання з динамічними навантаженнями, а також пасивної віброізоляції будівель при русі трамваїв, поїздів метрополітену тощо.

Розвиток теорії розрахунку на міцність і стійкість складених стержнів, пластин, оболонок, інших елементів, значна кількість досліджень реакції будівель і споруд на вітрові, рухомі, сейсмічні та інші динамічні навантаження, дослідження нелінійних коливань механічних систем, стійкості конструкцій, засобів віброзахисту і динамічного гасіння коливань, дозволяє удосконалювати методики динамічного розрахунку складних висотних будівель з прорізами, мостів, а також протяжних промислових і цивільних споруд, що лежать на пружній основі.

Не дивлячись на значну кількість і безперечно високу якість досліджень в області динаміки споруд, досі відсутні комплексні методики розрахунків,

випробувань та діагностики складних об'єктів будівництва, що були б не тільки зручними, але й орієнтованими на стандартні вимірювальні й однотипні обчислювальні засоби, відповідними за можливостями не тільки жорстким регламентам Державних будівельних норм (ДБН) і Державних стандартів України (ДСТУ), а й ініціативним діям інженера у набагато ширших межах світових будівельних стандартів – наприклад, Єврокодів.

Після основних понять динаміки споруд і теорії коливань в перших розділах розглядаються власні та вимушені коливання найпростіших коливальних систем з одним ступенем свободи без урахування тертя. Слід відзначити, що вимушені коливання найчастіше вивчаються при гармонійних діях і лише в деяких випадках при імпульсних і випадкових динамічних навантаженнях.

У посібнику розглянуто декілька основних методів будівельної механіки, що дозволяють визначати частоти і форми власних коливань стійких споруд, знаходити амплітуди динамічних переміщень, згинаючих моментів і поперечних сил при різних режимах вимушених коливань. Спочатку вивчається використання методу переміщень, потім – методу скінчених елементів (МСЕ) і методу сил, що пояснюється необхідністю першочергового підготовки слухачів до аналізу динамічному розрахунку рами за допомогою МСЕ у формі методу переміщень, адже МСЕ – основа більшості вітчизняних обчислювальних програмних комплексів (ПК), таких як ЛІРА, SCAD, МОНОМАХ та ін.

В наступних розділах надано обґрунтування виділення складних і складених споруд в окремий клас об'єктів будівництва з точки зору формування розрахункової моделі споруди. Показано важливість вибору розрахункової моделі, адже похибки математичних методів, що застосовуються у самому розрахунку, часто на порядок менше похибок, що допускаються при виборі конфігурації схеми споруди, при лінеаризації властивостей матеріалів, вузлів і основи споруди, а також спрощення конкретних навантажень і впливів, насамперед динамічних. Наведено принципи формування розрахункових

моделей будівель і споруд в залежності від виду діючого динамічного навантаження, конструктивних особливостей споруд та умов їх експлуатації.

Далі розглядаються основи розрахунку споруд на основні динамічні дії – гармонійні, імпульсні і сейсмічні навантаження, у тому числі із урахуванням впливу сил непружного опору і гасіння коливань. В прикінцевих розділах наведено основні конструктивні вимоги до проектування будівель і споруд відповідно діючим нормативним документів, а також інформація щодо сейсмостійкості будівель і споруд та основ віброекології.

Видання також містить контрольні питання з розглянутих тем, основні напрямки наукової та практичної роботи у сфері динаміки споруд, перелік використаної літератури і джерел, які рекомендуються для самостійного та більш глибокого засвоєння студентами матеріалу дисципліни, алгоритм розрахунку багатоповерхової каркасної будівлі на динамічні сейсмічні та вітрові навантаження за допомогою ПК LIRA.

Навчально-методичний посібник «Динаміка споруд» призначений для студентів і магістрантів спеціальностей «Міське будівництво і господарство», «Промислове та цивільне будівництво» та інших будівельних спеціальностей денної та заочної форм навчання, а також для фахівців, які займаються питаннями динаміки споруд і віброекології, а також проектуванням, розрахунком і конструюванням будівельних конструкцій, будівель і споруд, що знаходяться під впливом різноманітних динамічних дій.

# РОЗДІЛ 1

## ОСНОВНІ ПОНЯТТЯ ДИНАМІКИ СПОРУД

Динаміка споруд є одним з найбільш складних розділів будівельної механіки і базується на відповідних розділах фізики, теорії коливань, теоретичної та будівельної механіки, опору матеріалів і теорії пружності. При вирішенні завдань і дослідженнях з динаміки споруд застосовується сучасний апарат обчислювальної математики, теорії автоматичного управління, використовуються сучасні електронні обчислювальні машини (ЕОМ). У даному розділі розглядаються динамічні дії і види коливань споруд, вводиться поняття про число ступенів свободи.

Для багатьох видів споруд динамічні навантаження (природного або техногенного походження) є основними, за якими визначаються зовнішні розміри, конфігурація, вид і параметри перетинів елементів конструкції. До таких споруд через підвищену гнучкість і слабку дисипацію належать об'єкти, виконані, зокрема, з металевих конструкцій: висотні будівлі і споруди (хмарочоси, вежі, щогли, труби, радіотелескопи, висотні монументи і т.д.); мости, естакади і трубопроводи; повітряні лінії електропередач (ЛЕП), включаючи опори; морські та річкові платформи та інші гідротехнічні споруди; конструкції атомних і теплових електростанцій та агрегатів; різноманітні конструкції промислових будівель.

Однак існують ще два аспекти, у зв'язку з якими дослідження динаміки споруд з їх практичним застосуванням останнім часом отримали бурхливий і дещо несподіваний розвиток. Насамперед це стосується якості життя і роботи людей у житлових і виробничих приміщеннях (перший аспект). Ця проблема є скоріше сервісно-цивілізаційною і відноситься до сфери віброекології. Потрібно суттєво переглянути точність визначення теоретично прогнозованих динамічних параметрів всіляких видів коливань (частіше вимушених, але іноді й вільних)

різних точок і перетинів елементів конструкцій споруд на всіх етапах її створення і експлуатації. Це обумовлено тим, що до теперішнього часу в колишніх радянських країнах інженерні розрахунки будівельних конструкцій за старими будівельними нормами і правилами (СНіП) виконувалися, як правило, лише з перевіркою їх динамічної міцності, для чого були потрібні зовсім інші критерії, а також пов'язані з ними точність постановки завдання та принципи вибору динамічної розрахункової схеми (моделі), а також підходи до опису динамічних процесів і властивостей (математичної моделі).

Разом з тим, в країнах зі зростаючим обсягом промислових підприємств, що закриваються (це явище характерне не тільки для колишніх радянських республік), відбувається таке насичення територій міських і промислових зон стихійно занедбаними конструкціями з вичерпаним терміном служби та в аварійному або невідомому стані, при якому навіть часткове їх технічне обстеження стає неймовірно трудомістким, а іноді й практично нездійсненним. У таких випадках для повної паспортизації та моніторингу забудови (другий аспект) може знадобитися масове застосування інтегрально-інструментальної динамічної діагностики з роботами комплексного характеру – теоретичними дослідженнями і розрахунками, взаємопов'язаними з натурними випробуваннями.

Період розвитку динаміки споруд, що співпадає з бурхливим розвитком авіабудування, ракетобудування та суднобудування, відзначений диференціацією будівельної механіки. Виділилися в самостійні наукові напрямки будівельна механіка літака, будівельна механіка ракети, будівельна механіка корабля, що мають свої специфічні особливості як у частині розрахункових схем (моделей), так і в питаннях взаємодії цих класів конструкцій з відповідним навколишнім середовищем як зовнішнім впливом. Сформувалися й нові наукові напрями – динаміка літака, динаміка ракет, динаміка корабля.

Подальша еволюція цих напрямків у динаміці споруд пов'язана з очевидною необхідністю врахування зворотного зв'язку динамічної поведінки

конструкцій з фізико-механічними параметрами навантажень і впливів, обумовлених природними явищами. Внаслідок цього стали розвиватися прикладні напрямки аеро- та гідродинаміки.

До специфічних вузьких аспектів проблем динаміки споруд відноситься взаємодія форм коливань реальних споруд внаслідок полігармонічності їх реакцій на зовнішні впливи, в тому числі в процесі монтажу, коли споруда знаходиться в різних непроектних станах, розрахунок яких окремо не виконується. Адаже динамічна реакція споруди в процесі монтажу значно відрізняється від динамічної реакції в проектному стані. Не менш важлива взаємодія різних видів руху елементів конструкцій – наприклад, кручення споруди з його вигином в горизонтальній і вертикальній площинах.

До нових важливих аспектів проблем динаміки споруд можна без перебільшення віднести вплив динамічних реакцій конструкцій на людину, а також вплив людини як джерела рухомого навантаження на динамічну поведінку споруд. Дослідження поведінки системи «людина – споруда» виявилися плідними завдяки просуванню теорії біомеханіки людини.

## 1.1 Види динамічних дій

Традиційно для задач динаміки однією з найважливіших проблем вважається визначення збурень, а саме – коректне вимірювання характерних параметрів, їх статистична обробка і введення в модель, – з подальшим вирішенням цих завдань в ймовірнісній постановці із застосуванням нелінійних просторових моделей споруд.

В теперішній час підвищуються потужності технологічного устаткування та швидкості руху транспорту, збільшуються розміри, гнучкість будівель, споруд і як наслідок – динамічні навантаження при дії вітру, сейсміки, транспорту. Можна було б привести різні класифікації і визначення динамічних навантажень



і впливів, але всі вони мали б тимчасовий, не остаточний вигляд, адже наприкінці минулого тисячоліття з'явилися нові види устаткування та транспорту, а також матеріалів, схем і масштабності споруд, що автоматично пов'язано з появою нових класів динамічних процесів і навантажень техногенного або комбінованого походження.

Динамічне навантаження – це силовий або кінематичний зовнішній фактор, що викликає при русі конструкції або сили інерції, порівнянні зі статичними навантаженнями від власної ваги, які слід враховувати при аналізі напружено-деформованого стану (НДС), або коливання конструкцій, відчутні розташованими на них людьми, що впливають на якість роботи приладів, обладнання та т.п.

Динамічний вплив – це природне або техногенне явище, що викликає поле силових або кінематичних зовнішніх факторів, динамічно взаємодіючих зі спорудою.

Практика ставить перед інженером численні запитання. Що є динамічним навантаженням і в яких випадках не можна обмежитися розрахунками на статичну міцність і стійкість? Чи є небезпечним перехід по мосту групи людей, проїзд транспорту, робота механізмів на перекритті і т.д.? Нагадаємо сумний досвід аварій тільки декількох мостів:

- 1831 р., місто Манчестер – 60 солдатів йшли стройовим кроком, в результаті чого зруйнувався підвісний міст (на рис. 1.1 показаний міст, відбудований у 1883 р.);

- 1850 р., м. Анжеро, Франція – обрушився висячий міст через ущелину річки Мен при русі колони в 500 піхотинців, 226 осіб загинули;

- 1905 р., м. Санкт-Петербург, Росія (рис. 1.2) – Єгипетський міст через річку Фонтанку обрушився при проході кавалерійського загону;

- 1940 р., м. Такома, штат Вашингтон, США (рис. 1.3) – висячий трьохпрольотний міст загальною довжиною 1662 м і довжиною прольотів 335 м, 854 та 335 м, обрушився після завершення будівництва. Причиною були великі

амплітуди вертикальних переміщень (до 1,5 м) при згинально-крутильних коливаннях, викликаних втратою аеродинамічної стійкості при певній швидкості вітрового потоку.



Рисунок 1.1 – Міст у м. Манчестер

Розрізняють такі види динамічних навантажень:

1) Безперервно діючі періодичні навантаження, прикладені в певних місцях споруди. Такого типу навантаження створюються найчастіше при вібраціях і роботі вентиляторів, турбін, вібраторів, компресорів та інших пристроїв, причому нерідко навантаження є моногармонічним (одночастотним). Основна особливість цього виду навантажень – наявність періоду  $T$  (див. рис. 1.4, а) при безперервному (циклічному) повторенні впливу у часі.

2) Імпульсні (ударні) навантаження (рис. 1.4, б) характеризуються фронтом наростання і спаду зусиль  $S$  за короткий проміжок часу (короткий у

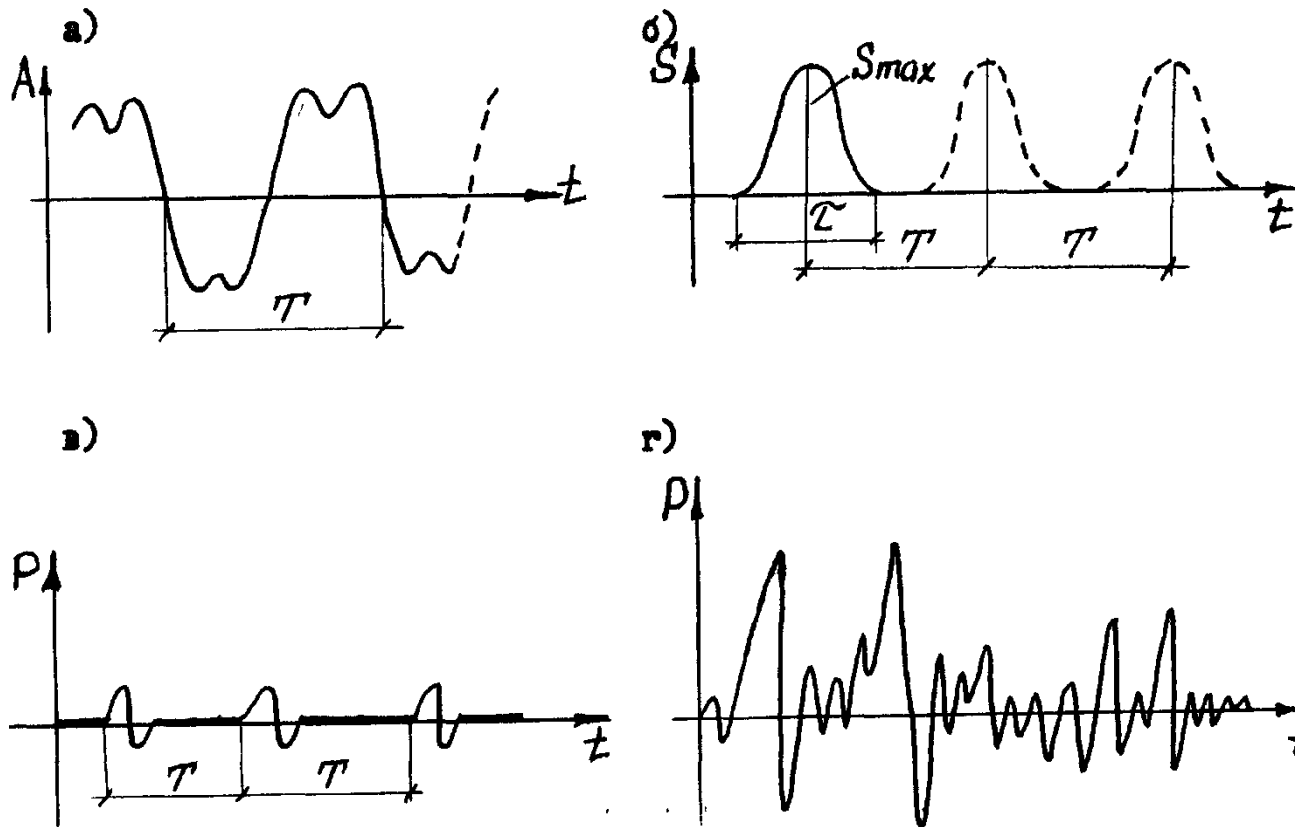


Рисунок 1.2 – Єгипетський міст через р. Фонтанка у м. Санкт-Петербург, Росія



Рисунок 1.3 – Відбудований міст у м. Такома, штат Вашингтон, США

порівнянні з періодом власних коливань конструкцій). Подібні навантаження виникають при роботі молотів, копрів, при будь-яких вибухах, обвалах і т.д. Як варіант, можливо періодична дія імпульсів (див. штрихові лінії на рис. 1.4, б), наприклад, при роботі штампувальних машин.



- а) гармонійні;
- б) імпульсні (ударні);
- в) рухомі;
- г) вітрові та сейсмічні.

Рисунок 1.4 – Види динамічних навантажень

3) Рухомі навантаження, що переміщуються по споруді та створюються практично всіма видами транспорту – автомобільним і залізничним на мости і в підземних спорудах, водним на конструкції причалів та інші гідротехнічні

споруди, повітряним на плити аеродромних покриттів. До цієї ж групи належать і вплив автотранспорту на перекриття промислових будівель, навантаження від конвеєрів і кранів різного типу. Зокрема, при взаємодії мостового крана, що рухається по підкранових балках, в розрахунку балки необхідно враховувати вплив системи рухливих, іноді підресорених вантажів, а в розрахунку моста крана – імпульсно-періодичне навантаження, що діє на візки з боку підкранової балки, що деформується та має стики між ланками кранових рейок довжиною  $l$ . Останній випадок зображений на рис. 1.4, в, де період дорівнює  $T = l / v_{кр}$  (швидкість руху крану).

4) Вітрові навантаження носять випадковий характер (рис. 1.4, г) і є одними з найважливіших, наприклад, для високих або гнучких споруд, висячих покриттів мембранного типу, мостів і т.д.

5) Сейсмічні навантаження також носять випадковий характер і викликаються не тільки землетрусами, але й коливаннями основи споруд від так званої промислової сейсміки (або мікросейсміки).

б) Інші, до яких можна віднести динамічні навантаження аварійного характеру при катастрофах, пожежах, селях, цунамі та інші стихійних лихах.

Крім наведеної класифікації слід підкреслити два способи передачі навантажень на споруду. Якщо навантаження безпосередньо прикладається до споруди у вигляді сили, то говорять про силове збурення – це вітрове навантаження, відцентрові сили рухомих частин обладнання і т.д. Якщо ж споруді навантаження передається у вигляді переміщення його окремих точок по жорстко заданому закону, який не залежить від динамічних властивостей самої споруди, то говорять про кінематичне збурення – сейсмічні дії на основи і фундаменти споруд, переміщення опорних вузлів балок і рам і т.д.

Певні проблеми динамічних розрахунків пов'язані з коректним урахуванням масштабності споруд (і їх моделей), а також адекватності всіх основних навантажень при комп'ютерному або фізичному моделюванні зі спробами відтворення істинних процесів і наявного НДС конструкції. Зокрема, в

деяких роботах запропоновані моделі та алгоритми, що дозволяють більш коректно, ніж багато універсальних ПК, проводити одночасно розрахунок складеного об'єкта на статичні та динамічні нестандартні навантаження з урахуванням взаємодії інерційних навантажень з пружними конструкціями і інерційними пружно-дисипативними основами, з аналізом стійкості системи, приєднання до неї будь-яких підсистем (наприклад, приборудов), з урахуванням всієї історії основного навантаження об'єкта.

У розглянутій постановці можуть прийматися як силові, так і кінематичні, у тому числі випадкові збурення в часовій і частотній областях. У необхідних випадках крім традиційних форм обліку динамічних навантажень від вітру, землетрусу, руху автомобільного та залізничного транспорту, роботи устаткування можуть бути досліджені нетрадиційні підходи до розрахунку процесів взаємодії, нерідко за допомогою спрощених квазістатичних силових факторів. Тут зникають поняття класичного силового або кінематичного збурення і проявляються параметричні коливання, автоколивання і т.п.

Наприклад, при розрахунку конструкцій з рухомими навантаженнями система «пішоходи + конструкція» повинна розглядатися як єдина біомеханічна система зі змінними параметрами; «підресорені екіпажі, що рухаються по прогонній споруді» – як інерційні нерегулярні односторонньо зв'язані механічні системи, одна з яких рухома. При взаємодії конструкцій з вітровим потоком слід враховувати можливість виникнення аеропружних автоколивань та інших наслідків вітрових навантажень.

Динамічним методом, паралельно з аналізом коливань, з тим же підходом досліджується стійкість рівноважних станів різноманітних конструктивних систем (наприклад, комбінованих), історія навантаження елементів, ефективність або особливі явища при приєднанні нової конструкції до існуючого споруди.

## 1.2 Поняття про ступені свободи споруди

Динамічні властивості споруди або конструкції багато в чому залежать від розподілу по споруді мас, параметрів жорсткості та демпфування (затухання або гасіння коливань), а також від числа ступенів свободи – числа незалежних узагальнених координат, що повністю визначають положення механічної системи в будь-який момент часу.

Якщо матеріальна точка на площині має два ступеня свободи, а в просторі – три, то абсолютно тверде тіло на площині крім двох параметрів, що визначають положення, наприклад, його центра ваги, вимагає введення третьої узагальненої координати – у даному випадку кута повороту тіла відносно центра ваги. Іншими словами, число ступенів свободи споруди дорівнює числу додаткових зв'язків, які умовно слід ввести в систему для усунення будь-яких можливих переміщень всіх мас системи.

Усі реальні споруди і конструкції мають нескінченно велике число ступенів свободи. Проте на практиці у багатьох випадках величинами розподілених мас несучих конструкцій порівняно з величинами зосереджених мас обладнання або другорядних конструкцій можна знехтувати або перенести їх у певні вузли. Тоді, відповідно до так званого способу зосереджених мас, число ступенів свободи споруди наближено дорівнює числу можливих переміщень (незалежних координат) тільки зосереджених мас. Однак еквівалентна модель із зосередженими масами, дискретна за своєю суттю, повинна мати нижчі частоти і форми власних коливань з близькими відповідними даними для моделі з розподіленими масами (маються на увазі перші три частоти власних коливань).

Основними припущеннями в динаміці стержневих систем з дискретними моделями найчастіше є такі:

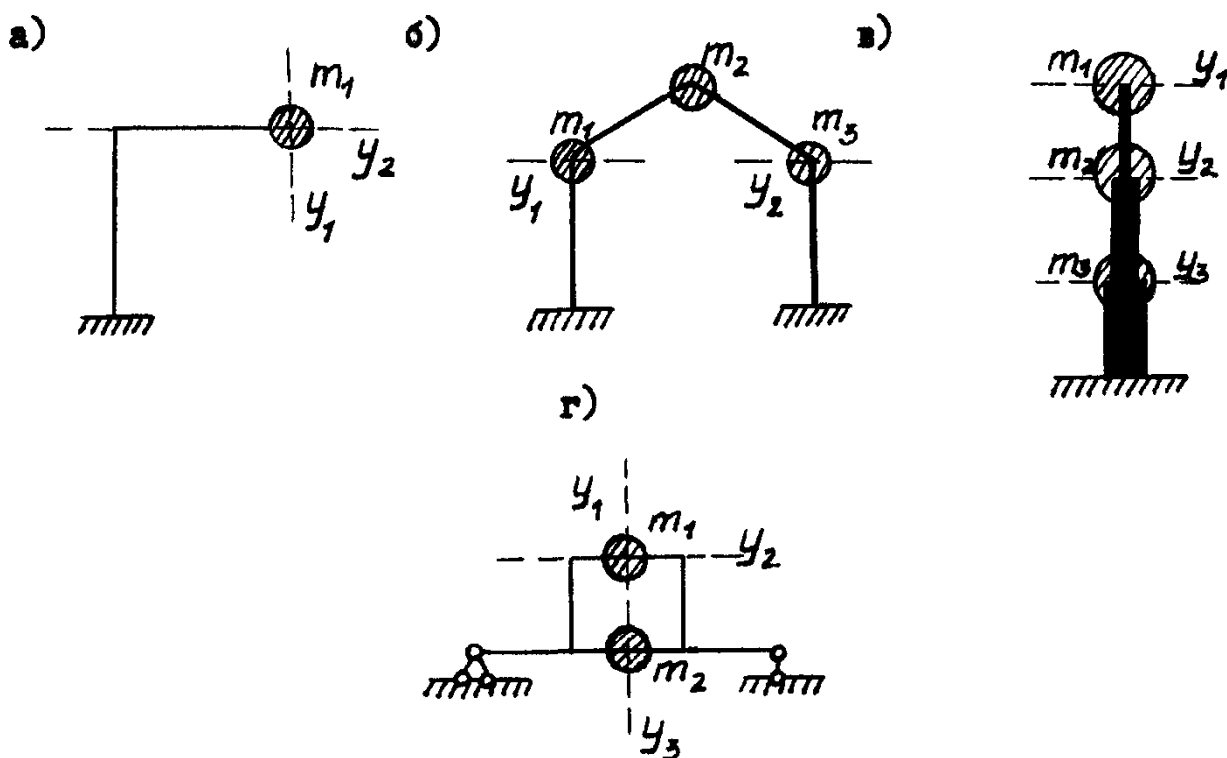
1) стержні вважаються невагомими, а їх маси прикладаються у вузлах (при використанні різних методів це допущення застосовується лише в окремих

випадках – наприклад, у методі сил);

2) зосереджені маси приймаються точковими, тобто не враховується їх інерція обертання;

3) не враховується зближення кінців стержня при його поздовжньо-поперечному вигині (досліджуються малі коливання).

На рис. 1.5 зображені умовні динамічні «площинні» розрахункові схеми умовно невагомих конструкцій із зосередженими масами. Штрихові лінії показують вибрані узагальнені координати. Конструкції на рис. 1.5, а, б мають два ступені свободи, а на рис. 1.5, в, г – три.



а) консольна рама з двома ступенями свободи;

б) рама з двома ступенями свободи;

в) вертикальний консольний стержень з трьома ступенями свободи;

г) вільно оперта балка з трьома ступенями свободи.

Рисунок 1.5 – Динамічні розрахункові схеми із зосередженими масами



### 1.3 Види коливань і сил, які діють на масу, що коливається

Наведемо деяку класифікацію динамічних процесів і в першу чергу коливань споруд. Коливання за видом процесу і з причин, якими вони були викликані, можна розділити на дві великі групи:

- 1) вільні;
- 2) вимушені.

Вільні коливання здійснює система, виведена зі стану стійкої рівноваги і надана сама собі. Надалі причина, що викликала коливання, усувається. Якщо в системі відсутнє тертя, то вільні коливання будуть незгасаючими. Якщо ж у такій системі початкові умови обрані не випадково, а форма початкових відхилень відповідає одній з головних форм (при якій всі точки системи коливаються з однаковою частотою  $K$ ), то вільні незгасаючі коливання, що здійснюються системою, є моногармонічними та називаються власними (рис. 1.6, а).

В реальних системах завжди присутні сили непружного супротиву, отже вільні коливання зазвичай є згасаючими (рис. 1.6, б).

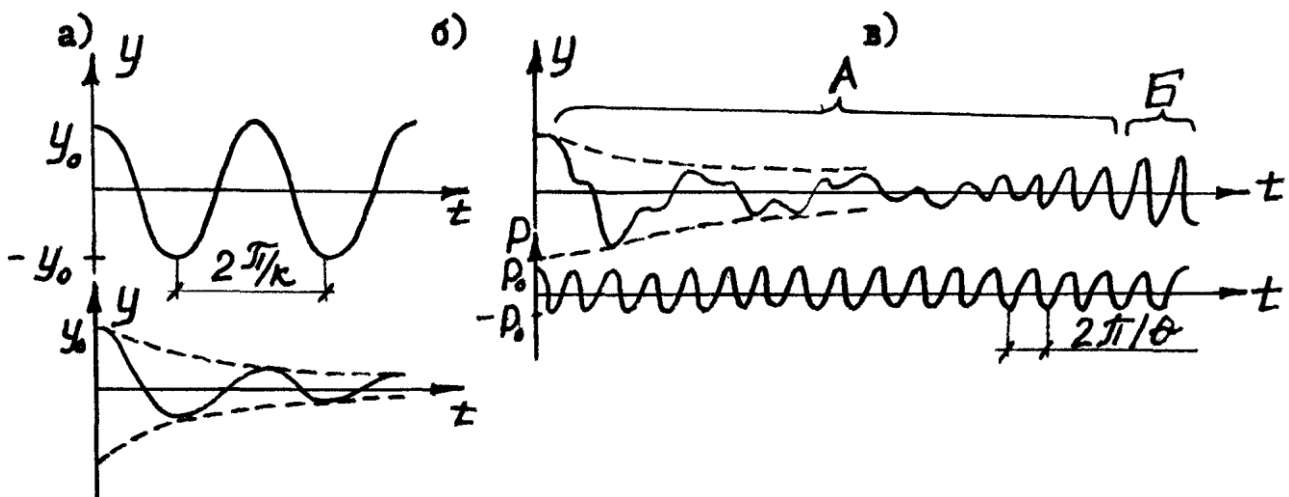


Рисунок 1.6 – Види коливань

І нарешті, якщо на систему безперервно діє динамічне навантаження, то коливання називаються вимушеними. Вони складаються з перехідного процесу (див. ділянку А на рис. 1.6, в) несталих коливань і усталеного процесу (ділянка Б) – після загасання вільних і стабілізації вимушених коливань, наприклад, з частотою сили, що збуджує  $P(t) = P_0 \cdot \cos \theta \cdot t$ , де  $\theta$  – частота вимушених коливань;  $P_0$  – амплітуда (початкове значення сили, що збуджує);  $t$  – момент часу.

За характером деформацій систем розрізняють поперечні, поздовжні і крутильні коливання стержнів, плоскі згинальні або просторові коливання рам, плит і цілих будинків і споруд.

За законом відхилень амплітуд динамічних процесів коливання можуть бути періодичними і неперіодичними (зокрема, випадковими).

При вимушених коливаннях на масу, що коливається, в загальному випадку крім сил тяжіння можуть діяти сили, що збуджують, або кінематичні переміщення гармонійного чи більш складного характеру. Зі збільшенням амплітуд прискорень мас коливальної системи збільшуються сили інерції, що дорівнюють добутку маси на прискорення, взятому з протилежним знаком –  $m \cdot \ddot{y}$ , де  $m$  – маса, що коливається,  $\ddot{y}$  – прискорення маси при коливаннях.

Коливанням чинять опір:

- 1) сили пружного опору – сили, що відновлюють;
- 2) сили непружного опору – демпфуючі сили.

Пружними властивостями наділені різні пружини, балки, елементи будівельних конструкцій, ґрунти. Демпфуючі (дисипативні) властивості притаманні також усім конструкціям і матеріалам, від цих властивостей залежать час загасання вільних коливань і амплітуди вимушених коливань.

Пружні і непружні властивості матеріалів і конструкцій можуть мати лінійні або нелінійні характеристики. Далі в основному будуть розглядатися системи з лінійними характеристиками, а збурення як правило будуть прийматися моногармонічними.

## 1.4 Коливання систем з одним ступенем свободи

Розглянемо основні параметри коливань, що виникають при вільних і вимушених коливаннях консервативної механічної системи з одним ступенем свободи. Консервативною називається механічна система, в якій відсутнє тертя, або воно не враховується. До таких умовних розрахункових схем можуть бути приведені при первісному розгляді задачі про коливання фундаментів під машини з динамічними навантаженнями [25], балок і ферм із зосередженими масами на них (наприклад, обладнання) і т.д. При малих силах непружного опору їх можна не враховувати в більшості задач, крім вивчення режимів, близьких до резонансних, що буде розглянуто в наступних розділах.

Системою з одним ступенем свободи може бути статично визначена і статично невизначена система, а також кінематично невизначена система. Будемо розглядати тільки статично визначені системи. При рішенні задач для систем з декількома ступенями свободи за методами сил, переміщень і кінцевих елементів буде видно, що рішення для статично невизначених систем з одним ступенем свободи можна легко знаходити як окремі випадки.

### 1.4.1 Власні коливання

Розглянемо найпростішу консервативну пружну одномасову систему з одним ступенем свободи. Коливальні системи, або осцилятори, зображені на рис. 1.7, складаються з маси  $m$ , пружно підвішеної на пружині або балці з жорсткістю  $r$ , що дорівнює відношенню сили тяжіння  $G$  до статичного прогину системи  $y_{cm}^G$ :

$$r = \frac{G}{y_{cm}^G}. \quad (1.1)$$

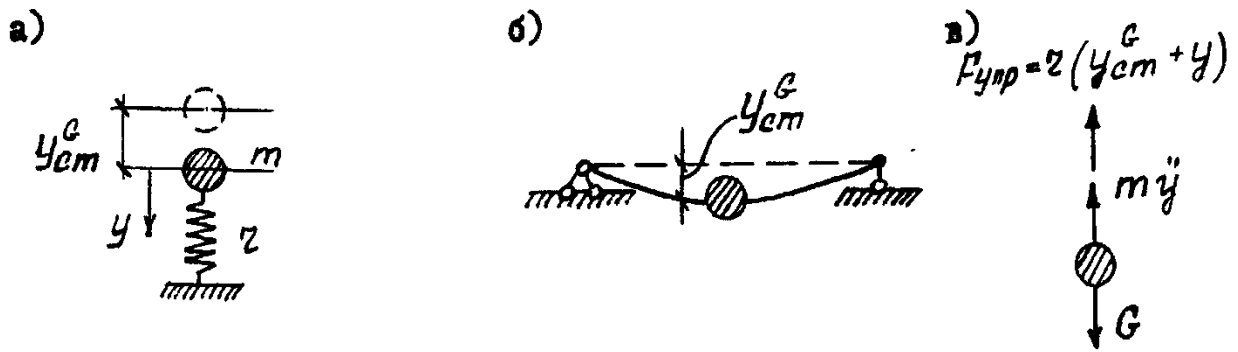


Рисунок 1.7 – Осцилятори з одним ступенем свободи

Користуючись принципом Даламбера (методу кінетостатики для точки), рівняння руху можна записати у формі умови динамічної рівноваги статично діючих сил і сил інерції:

$$\begin{aligned} \sum y - m\ddot{y} &= 0; \\ (G - F_{ynp}) - m\ddot{y} &= 0; \\ m\ddot{y} + r(y_{cm}^G + y) - G &= 0 \end{aligned}$$

Підставляючи (1.1), отримаємо диференціальне рівняння власних коливань системи з одним ступенем свободи:

$$m\ddot{y} + ry = 0. \quad (1.2)$$

Відзначимо, що коливання, викликані в даній системі, не згасають, а тому термін «вільні» замінений на «власні». Будь-які початкові умови руху приведуть до коливань з постійною і завжди однаковою частотою. Так як нас цікавлять одночастотні гармонійні коливання з частотою  $K$  і амплітудою  $A$ , то рішення для динамічних переміщень  $y$  і його похідні мають вигляд:

$$y = A \sin Kt; \quad \dot{y} = AK \cos kt; \quad \ddot{y} = -AK^2 \sin kt. \quad (1.3)$$

Підстановка (1.3) в (1.2) дає

$$-mAK^2 \sin Kt + rA \sin Kt = 0, \quad mK^2 = r,$$

звідки отримуємо формулу для кругової (циклічної) частоти власних коливань системи з одним ступенем свободи

$$K = \sqrt{\frac{r}{m}} \quad [\text{сек}^{-1}]. \quad (1.4)$$

Лінійна частота  $f$  вимірюється в герцах:

$$f = \frac{K}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{r}{m}} \quad [\text{Гц}]. \quad (1.5)$$

Якщо врахувати (2.1) і замінити масу  $G/g$ , то можна отримати інше вираження, вельми зручне в інженерній практиці. Зокрема, при горизонтальних коливаннях  $y_{cm}$  визначається як горизонтальне статичне переміщення від умовної сили  $G = m \cdot g$ , прикладеної в горизонтальному напрямку. Нарешті, при розрахунках складних систем з одним ступенем свободи (наприклад, рамних) у формулі (1.5) жорсткість замінюється через податливість  $r = l / \delta_{ll}$ :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{m\delta_{ll}}}, \quad (1.7)$$

де  $\delta_{ll}$  – статичне переміщення по напрямку можливих коливань від одиничної сили  $P = 1$ .

У технічних завданнях зустрічається також термін «технічна частота» – число обертів двигуна в одну хвилину:

$$n = 60 \cdot f, \quad [\text{об/мин}]. \quad (1.8)$$

Період власних коливань  $T$  можна визначити наступним чином:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{K} = \frac{60}{n}, \quad [\text{сек}].$$

### 1.4.2 Вимушені коливання

Припустимо, що до зосередженої маси (див. рис. 1.7) прикладена гармонійна сила, де  $P_0$  – амплітуда сили, а  $\theta$  – частота вимушених коливань. При такому силовому збуренні з рис. 1.7, в, і принципу Даламбера впливає, що диференціальне рівняння вимушених коливань буде мати вигляд:

$$m\ddot{y} + ry = P_0 \sin \theta t. \quad (1.9)$$

Тоді процес сталих вимушених коливань, відзначений режимом Б на рис. 1.6, в, матиме форму рішення (1.3) при заміні частоти  $K$  на  $\theta$ . У такому випадку замість (1.9) можна отримати:

$$\begin{aligned} -mA\theta^2 + rA &= P_0; \\ \left(-\frac{m}{r}\theta^2 + 1\right) \cdot A &= \frac{P_0}{r} \\ A &= \frac{P_0}{r} \cdot \frac{1}{1 - (\theta/K)^2} \end{aligned} \quad (1.10)$$

Якщо другий співмножник в (1.10) позначити динамічним коефіцієнтом

$$\mu = \frac{1}{1 - (\theta/K)^2}, \quad (1.11)$$

то динамічні переміщення можуть бути визначені так:

$$y_{дин} = A \sin \theta t = y_{ст}^{P_0} \cdot \mu \cdot \sin \theta t, \quad (1.12)$$

де  $y_{ст}^{P_0} = P_0/r$  – переміщення від дії статично прикладеної амплітуди вимушених коливань.

Таким же чином може бути знайдена амплітуда будь-якого внутрішнього силового фактора:

$$M_{дин} = \mu \cdot M_{ст}^{P_0}; \quad Q_{дин} = \mu \cdot Q_{ст}^{P_0}; \quad \sigma_{дин} = \mu \cdot \sigma_{ст}^{P_0}. \quad (1.13)$$

Слід підкреслити, що тут немає зв'язку з прогинами і зусиллями від власної ваги системи  $y^{c.в.}_{ст}$ ,  $M^{c.в.}_{ст}$ ,  $\sigma^{c.в.}_{ст}$  і відлік динамічних амплітуд ведеться від рівня величин при положенні статичної рівноваги системи. Повні, максимальні величини дорівнюють:

$$\begin{aligned} y_{полн.} &= y_{ст}^{c.в.} + y_{дин.} = y_{ст}^{c.в.} + \mu \cdot y_{ст}^{P_0} \cdot \sin \theta t; \\ M_{полн.} &= M_{ст}^{c.в.} + \mu \cdot M_{ст}^{P_0} \cdot \sin \theta t; \\ \sigma_{max} &= \sigma_{ст}^{c.в.} + \mu \cdot \sigma_{ст}^{P_0} \cdot \sin \theta t \end{aligned} \quad (1.14)$$

де другі доданки мають знаки « $\pm$ ».

Використовуючи вираз (1.11), побудуємо графік залежності динамічного коефіцієнта  $\mu$  від співвідношення частот вимушених і власних коливань, який показано на рис. 1.8. При відсутності частоти  $\theta$  сила, що збурює  $P_0$  діє статично, відношення частот  $\theta/K = 0$ , коефіцієнт  $\mu = 1$ , отже  $y_{дин.} = y_{ст}^{P_0}$ . При збігу частот вимушених і власних коливань проявляються резонансні коливання:  $\theta/K = 1$ ,  $\mu = \infty$ ,  $y_{дин.} = \infty$ .

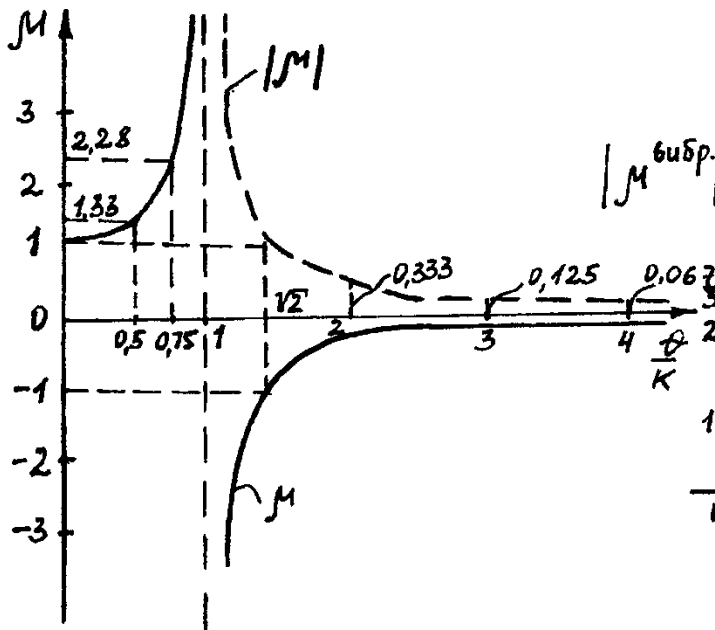


Рисунок 1.8 – Графік залежності динамічного коефіцієнта

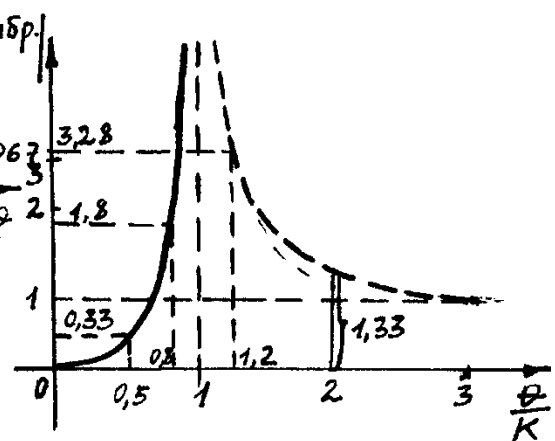


Рисунок 1.9 – Графік залежності вібраційного коефіцієнта

У зарезонансній зоні (при  $\theta > K$ ) динамічний коефіцієнт змінює знак на негативний і зі збільшенням частоти збурення  $\mu$  зменшується від  $\infty$  (при  $\theta/K = 1$ ) до нуля (при  $\theta/K = \infty$ ). Для зручності цю гілку графіка із зони від'ємних  $\mu$  зазвичай переносять дзеркально в зону позитивних значень, будуючи графік  $|\mu|$  (штрихова лінію на рис. 1.8).

У більшості вібраційних машин амплітуда вимушених коливань  $P_0$  в рівнянні (1.9) пропорційна квадрату частоти:

$$P_0 = \alpha\theta^2, \quad (1.15)$$

де коефіцієнт  $\alpha$  зазвичай дорівнює добутку маси частин, що обертаються  $m_{ер}$  на ексцентриситет  $e$  між центром мас і віссю обертання:  $\alpha = m_{ер} \cdot e$ . Підстановка (1.15) в (1.10) приводить до формули для амплітуд:

$$A = \frac{\alpha\theta^2}{r} \cdot \frac{1}{1 - (\theta/K)^2} = \frac{\alpha}{m} \cdot \frac{1}{\frac{1}{(\theta/K)^2} - 1} = \frac{\alpha}{m} \cdot \mu^{\text{вibr}} \quad (1.16)$$

$$\mu^{\text{вibr}} = \mu \cdot (\theta/K)^2.$$

Графік динамічного коефіцієнта при впливі вібратора  $\mu^{\text{вibr}}$ , наведений на рис. 1.9, відрізняється від графіка при звичайному силовому збуренні  $\mu$  (рис. 1.8) наявністю нульової точки при нульовій частоті збурення і асимптотичним наближенням  $\mu^{\text{вibr}}$  до одиниці при  $\theta/K \rightarrow \infty$  (при цьому  $A = \alpha/m$ ). Остаточо:

$$y_{\text{дин}}^{\text{вibr}} = \mu^{\text{вibr}} \cdot \frac{\alpha}{m} \cdot \sin \theta t. \quad (1.17)$$

Припустимо тепер, що в систему надходить не силове, а кінематичний динамічний вплив. Наприклад, при вібраційних переміщеннях опор балки або іншого осцилятора  $\eta(t)$  диференціальне рівняння вимушених коливань має



ВИГЛЯД:

$$m\ddot{y} + r[y - \eta(t)] = 0. \quad (1.18)$$

Закон кінематичного збурення може бути будь-яким, тут отримаємо рішення тільки для випадку гармонійних вібрацій:  $\eta(t) = \eta_0 \sin \theta t$ . Підставляючи цей вплив і вид рішення типу (1.3) в (1.18), отримаємо після скорочення на  $\sin \theta t$ :

$$\begin{aligned} -mA\theta^2 + rA &= r\eta_0; \\ (r - m\theta^2) \cdot A &= r\eta_0; \\ A &= \frac{r\eta_0}{r - m\theta^2} = \frac{\eta_0}{1 - (\theta/K)^2} = \eta_0 \cdot \mu \end{aligned} \quad (1.19)$$

Таким чином, графік і вираз для динамічного коефіцієнта при силовому і кінематичному збуренні збігаються, а динамічні переміщення при кінематичному збуренні пропорційні амплітуді дії:

$$y_{дин.} = \mu \cdot \eta_0 \cdot \sin \theta t. \quad (1.20)$$

Графік на рис. 1.8 іноді називають амплітудно-частотною характеристикою (АЧХ) системи з одним ступенем свободи при силовому і кінематичному збуренні, а графік на рис. 1.9 – АЧХ при силі, що збурює, пропорційній квадрату частоти.

## РОЗДІЛ 2

## СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Теорія сейсмостійкості являє собою самостійний розділ динаміки споруд, що характеризується специфічними завданнями і методами досліджень. «Сеймос» в перекладі з грецької мови означає «землетрус».

### 2.1 Причини виникнення землетрусів

Причини виникнення землетрусів в першу чергу пов'язані з будовою Землі. На рис. 2.1 представлена схема розташування шарів земної кулі.

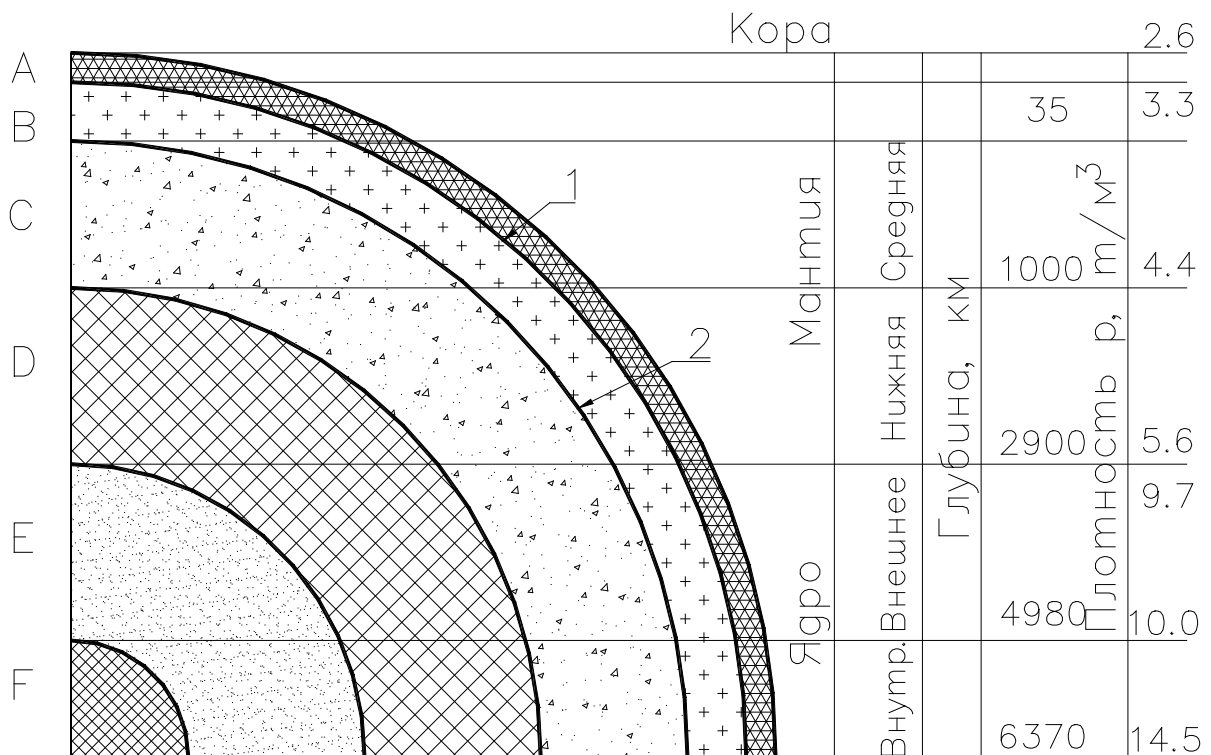


Рисунок 2.1 – Схема розташування шарів земної кулі: А – земна кора; В, С, D – відповідно верхня, середня і нижня мантії; Е, F – відповідно зовнішнє і внутрішнє ядра; 1 – поверхня Мохоровичича; 2 – астеносфера  
Самий верхній шар – земна кора – складається з осадових і кристалічних

порід. За сейсмічними даними, в континентальній корі можна виділити три шари – осадовий, гранітний і базальтовий. Товщина кори в районі суші становить 35...47 км, в районі океану – 7...10 км.

Під земною корою знаходиться мантия, також складається з декількох шарів. Розрізняють верхню і нижню мантиї. Гранична поверхня між корою і верхньою мантиєю називається поверхнею Мохоровичича. Останнім часом область переходу земної кори в мантию стала іменуватися тектоносферою. У верхній мантиї на глибині 50...100 км є шар зниженої щільності, який іменують астеносферою. На думку фахівців, цей шар, що має товщину до 200 км, на окремих ділянках у вигляді лінз містить розплавлені речовини. Кора і верхня мантия вище астеносфери, що її підстилає, утворюють літосферу.

Центральна частина Землі, що лежить під мантиєю, називається ядром. Розрізняють зовнішнє і внутрішнє ядра. Кордон між ними проходить на глибині близько 5000 км. Зовнішнє ядро рідке, розплавлене, щільність його близько 10 т/м<sup>3</sup>. Щільність внутрішнього твердого ядра досягає 14,5 т/м<sup>3</sup>.

Спостереження за поверхнею Землі показують, що вона знаходиться в стані постійного, дуже повільного руху з опусканням поверхні кори в одних і підйомах в інших місцях. Зафіксовані також і горизонтальні рухи. Наука про сили, що викликають ці рухи, називається тектонікою, а самі рухи – тектонічними. У більшості випадків землетрусу є наслідком тектонічного руху земної кори.

Існують декілька гіпотез про причини тектонічних рухів. Найбільш обґрунтованими з них є наступні:

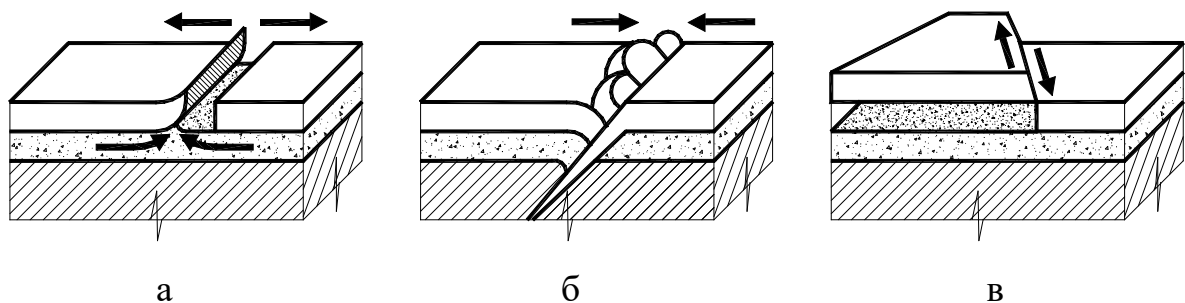
- пульсації гіпотеза, згідно з якою відбуваються поперемінні стиснення і розтягування Землі, що призводить до утворення складчастості при стисненні і розривів при розтягуванні;

- гіпотеза конвекційних потоків, що припускає переміщення мас усередині Землі внаслідок нерівності температур в речовинах з різною щільністю, що призводить до пересування континентів і гороутворенню;

- гіпотеза дрейфу материків, або мобілізма, заснована на припущенні, що в далекому минулому існували єдиний океан і єдиний материк, який згодом розділився на окремі континенти, які відсунулися один від іншого, а утворена відстань заповнилася водою (гіпотеза А. Вегенера);

- гіпотеза тектоніки плит, згідно з якою верхня оболонка Землі (літосфера, що включає в себе кору і підстильний її шар верхньої мантії), разом з розташованими на ній континентами і океанами розділена на кілька величезних плит, які під дією конвекційних потоків переміщуються відносно одна одної, якби плаваючи по розігрітому шару астеносфери (глобальна тектоніка плит).

Типи стиків між плитами показані на рис. 2.2. При відході однієї плити від іншої з розширенням стику (рис. 2.2, а) утворюється хребет шляхом заповнення розплавленою породою ущелини. За такою схемою взаємодіють між собою Євразійська і Північно-Американські плити. Відстань між Лондоном і Нью-Йорком збільшується приблизно на 1 см на рік; між плитами існує океанічний хребет.



- а) розширення стику;
- б) зближення плит;
- в) взаємний зсув плит.

Рисунок 2.2 – Типи стиків між тектонічними плитами

При зближенні плит (рис. 2.2, б), коли одна з них згинається і занурюється під край іншої, в місці перегину нижньої плити утворюється жолоб – океанічна

западина; підйом верхньої плити відповідає формуванню гірських систем. Така схема характерна для взаємодії між собою Євразійської і Індійської плит, а також Євразійської і Африканської. Жолобам відповідають глибоко розташовані осередки сильних землетрусів.

Відзначено також взаємні зсуви плит (рис. 2.2, в), які призводять до тріщин – трансформаційний розломів. Так Анатолійський розлом на півночі Туреччини призводить до великих зрушень суміжних плит (Євразійської і Африканської), тут спостерігається багато землетрусів. Тектонічні плити та їх межі показано на рис. 2.3.

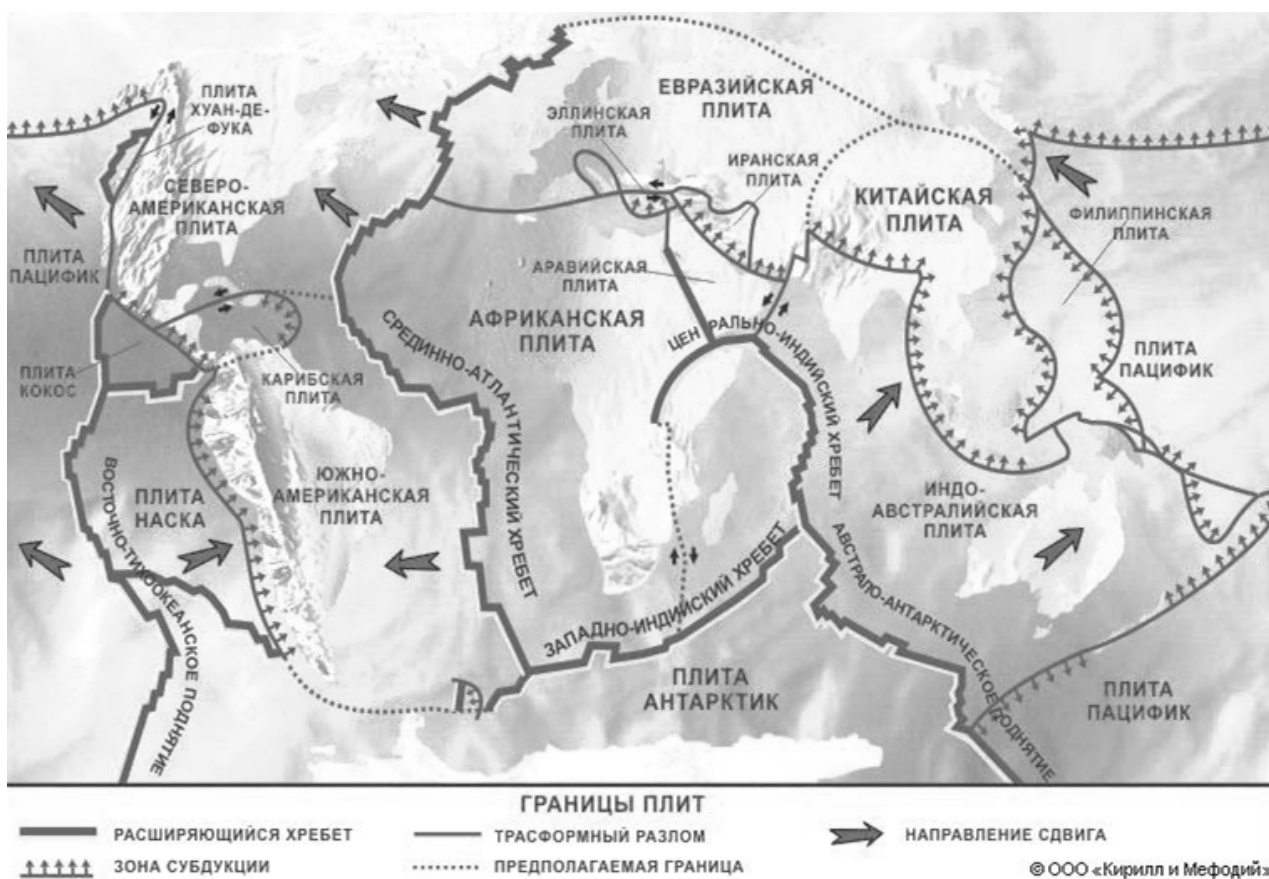


Рисунок 2.3 – Тектонічні плити, їх границі та напрями руху

Так як всі три схеми взаємних рухів плит пов'язані з утворенням осередків землетрусів, то границям плит відповідають області сейсмічних явищ – пояса сейсмічності. Виділено три групи таких поясів:

- 1) Тихоокеанський;
- 2) Середземноморський;
- 3) другорядні.

До другорядних відносяться Арктичний пояс, Індійський пояс (у західній частині Індійського океану) і Східно-Африканський пояс.

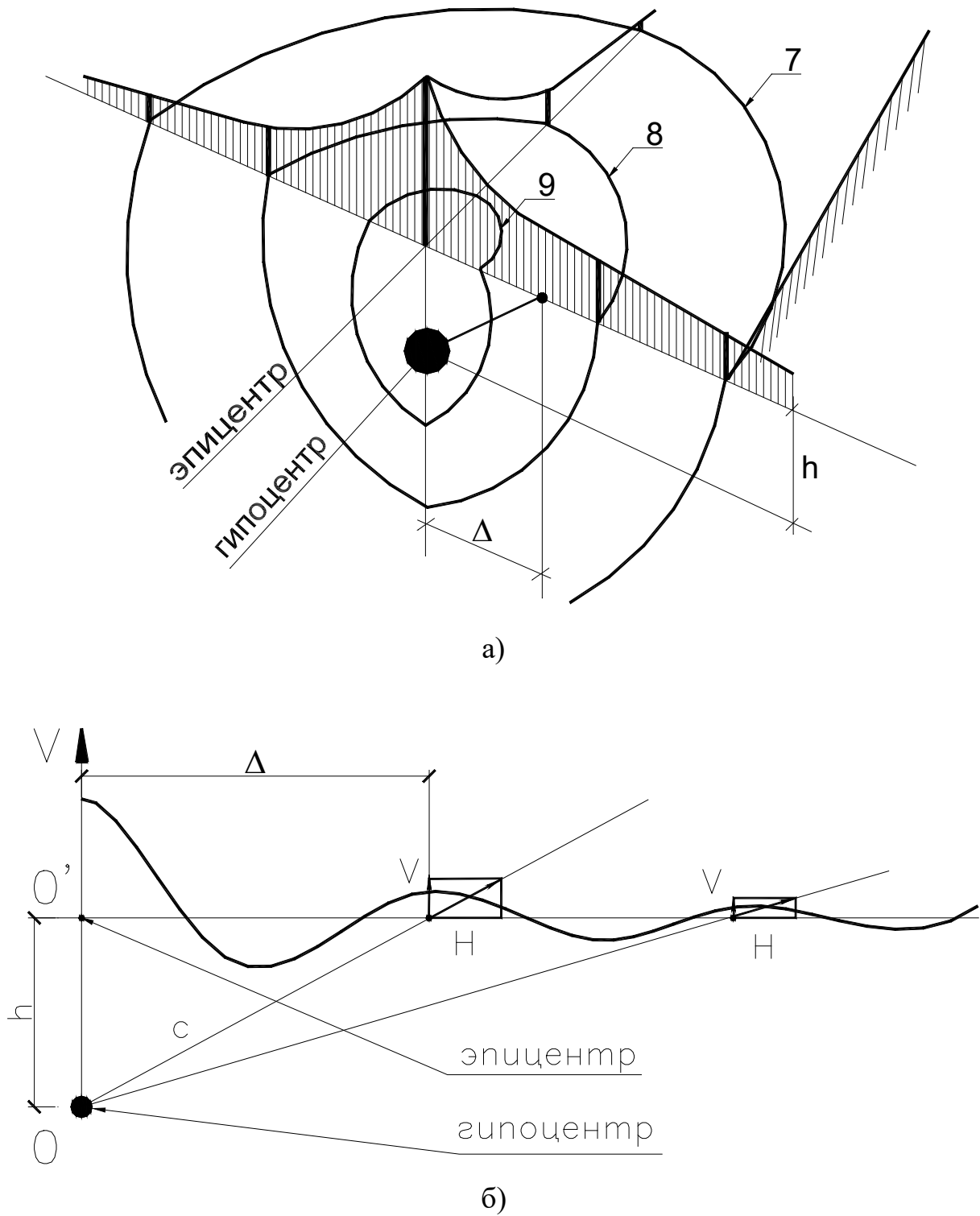
Крім землетрусів тектонічного походження існують дві інші групи землетрусів, що викликаються виверженнями вулканів і карстовими явищами. Ці землетрусу рідкісні і мають невелику силу.

### 3.2 Загальна характеристика землетрусів

Внаслідок тектонічних рухів в поверхневому шарі Землі відбувається накопичення потенційної енергії, яка в певних ослаблених ділянках переходить у кінетичну, що призводить до скидання або зсуву, тобто до землетрусу. При цьому відбувається розрив земних порід, утворюються великі і малі тріщини, частина яких виходить на поверхню Землі. Розриви і переміщення порід, що складають земну кору, викликають підземні поштовхи, що віддаються на земній поверхні. Кожен такий поштовх народжує сейсмічні хвилі, що досягають найбільшої сили в осередку землетрусу, що називається сейсмічним осередком (див. рис. 2.4, а).

У сейсмічному осередку розрізняють гіпоцентр, тобто глибинну зону, де власне і зароджується землетрус, і епіцентр – область найбільшої сили сейсмічної хвилі на земній поверхні (рис. 2.4, б). Відстань між епіцентром та гіпоцентром характеризує глибину сейсмічного вогнища  $h$  (глибину гіпоцентру).

Залежно від глибини осередку землетрусу діляться на:



а) схема осередкової зони;

б) зміна складових руху ґрунту в залежності від видалення їх від епіцентру

Рисунок 2.4 – Розподіл інтенсивності землетрусів

- нормальні – при  $h = 0 \dots 70$  км;
- проміжні – при  $h = 70 \dots 300$  км;
- глибокофокусні – при  $h > 300$  км.

Кожен осередок землетрусу – це область усередині Землі, з якої поширюються пружні хвилі різних типів. Виділено три типи хвиль:

- 1) поздовжні Р-хвилі (від латинського «прима», що означає «перші»);
- 2) поперечні S-хвилі (від латинського «секунда» – «другі»);
- 3) поверхневі L-хвилі (від латинського «лонга» – «довгі»).

Під дією цих хвиль поверхневий шар землі відчуває горизонтальні і вертикальні коливання. На рис. 2.4, б показано зміну руху ґрунту в залежності від відстані до епіцентру.

Вертикальні коливання дуже істотні у зоні епіцентру, проте вже на порівняно невеликій відстані від епіцентру їх значення різко падає, отже в основному доводиться враховувати горизонтальні впливи. Довгий час вважалося, що випадки розташування епіцентру в межах або поблизу поселень рідкісні, і при проектуванні враховувалися тільки горизонтальні коливання. Однак землетруси в Агадирі (Марокко) 1960 року і Ташкенті 1966 року, епіцентри яких розташовувалися в межах міст, спонукали ввести в норми проектування додаткові вимоги щодо врахування вертикальних коливань.

Інтенсивність прояву землетрусів та їх руйнівний ефект в числі інших причин залежать від гіпоцентральної відстані  $c$ , яка може бути визначена, згідно рис. 2.4, б, за формулою:

$$c = \sqrt{\Delta^2 + h^2},$$

де  $\Delta$  – епіцентральна відстань – відстань від точки на поверхні Землі, у якій визначається інтенсивність землетрусу, до епіцентру;  $h$  – глибина гіпоцентру.

Для визначення величини енергії, що виділяється в осередку при



землетрусі, американськими дослідниками Ч. Ріхтером і Б. Гутенбергом на початку 40-х років ХХ століття була запропонована умовна характеристика цієї енергії, яка називається магнітудою і знаходиться за формулою:

$$M = \lg A - \lg A_0 = \lg(A / A_0),$$

де  $A_0$  і  $A$  – максимальні амплітуди будь-якої хвилі (Р, S або L), заміряні при деякому дуже слабкому (нульовому, еталонному) відомому та усебічно вивченому землетрусі і землетрусі, що розглядається, на деякому віддаленні  $\Delta$  від епіцентру. При використанні для визначення амплітуд зміщень поверхневих хвиль приймають  $\lg A_0 = -1.32 \lg \Delta$  і отримують формулу:

$$M = \lg A + 1.32 \lg \Delta.$$

Ця формула дає можливість знайти значення  $M$  за записом зсувів усього однією станцією, знаючи її віддалення  $\Delta$  від епіцентру. Проте зазвичай  $M$  визначають як середнє за даними декількох станцій. Максимальна із зареєстрованих магнітуд знаходиться у межах 8,6...8,8. У табл. 2.1 наведено класифікацію землетрусів за магнітудою та їх середнє число на Землі за 1 рік.

Таблиця 2.1 – Класифікація землетрусів за магнітудою та їх число

Характеристика землетрусів	Магнітуда $M$	Середня кількість землетрусів на рік $n$
Катастрофа планетарного масштабу	8	1...2
Сильний, регіонального масштабу	7...8	15...20
Сильний, локального масштабу	6...7	100...150
Середній	5...6	750...1000
Слабкий, місцевий	4...5	5000...7000

Якщо магнітуда землетрусів характеризує відносну силу землетрусів в осередку, то інтенсивність (бальність)  $I$  характеризує силу землетрусу на

поверхні землі. Вченим Н. В. Шебалінім запропонована наступна приближена залежність між параметрами  $M$  і  $I$  (у балах):

$$I = 1.5M - 3.5 \lg \sqrt{\Delta^2 + h^2} + 3,$$

звідки максимальна інтенсивність в епіцентрі (при  $\Delta = 0$ ):

$$I_0 = 1.5M - 3.5 \lg h + 3.$$

Отримана формула показує, що залежно від глибини осередку  $h$  одному й тому ж значенню магнітуди  $M$  може відповідати різна інтенсивність  $I$ .

### 2.3 Оцінка інтенсивності землетрусів

Як зазначено вище, інтенсивність характеризує силу землетрусу на поверхні землі. Для оцінки сейсмічної інтенсивності багатьма авторами з різних країн було запропоновано близько 50 шкал.

У 1883 році була складена 10-бальна шкала Россі-Фореля, а в 1900 році – 7-бальна шкала Оморі. Ця ж, тільки вдосконалена шкала застосовується в Японії дотепер.

Найбільшого поширення в світі отримала 12-бальна шкала Меркаллі-Конкані-Зіберга (європейська шкала); в Америці використовується модифікована шкала Меркаллі (шкала ММ). Шкали різних країн відрізняються одна від одної за ступенем детальності опису наслідків землетрусів і відображають конструктивні особливості будівель і споруд цих країн.

У колишньому Радянському Союзі з 1952 року використовувалася 12-бальна сейсмічна шкала, розроблена Інститутом фізики Землі Академії Наук СРСР (шкала ІФЗ). Частина цієї шкали, яка становить практичний інтерес для будівельників і охоплює зони від 6 до 9 балів, була затверджена в 1953 році в

якості державного стандарту ГОСТ 6249-52.

Подальше вдосконалення шкала ІФЗ отримала в роботах С. В. Медведева, В. Шпонхойера, В. Карніка (шкала MSK-64).

У 1975 році Інститутом фізики Землі спільно з Центральним Науково-дослідним інститутом будівельних конструкцій (НДІБК) було підготовлено нову редакцію сейсмічної шкали, що містить необхідні доповнення та уточнення. Ця шкала використовується в теперішній час в усіх колишніх радянських республіках, включаючи Україну.

Для характеристики сили землетрусів за сейсмічною шкалою ІФЗ інструментальне та описове визначення використовуються окремо.

Інструментально сила землетрусів в балах визначається:

- за максимальним зміщенням  $x_0$  сферичного пружного маятника сейсмографа, який має період власних коливань 0,25 с і логарифмічний декремент коливань 0,5;

- за максимальною швидкістю коливань ґрунту  $v_0$ , яка визначається за допомогою велосіграфа;

- за максимальним прискоренням коливань ґрунту  $a_0$ , що визначається за допомогою акселерографа.

Співвідношення між показаннями зазначених приладів і інтенсивністю (в балах) наведено в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Інструментальна частина сейсмічної шкали ІФЗ

Бали	6	7	8	9
$x_0$ , мм	1,5...3	3,1...6	6,1...12	12,1...24
$v_0$ , см/с	3...6	6,1...12	12,1...24	24,1...48
$a_0$ , см/с <sup>2</sup>	30...60	61...120	24...240	241...480

Для запису параметрів коливання поверхні ґрунту під час землетрусів у різних країнах встановлено мережу сейсмічних станцій, прилади яких працюють у режимі очікування, тобто автоматично включаються при поштовху не нижче

певної інтенсивності.

Сила землетрусів в пунктах, де відсутні сейсмічні станції, визначається на підставі опису ступеня пошкодження та руйнування будівель, зведених без антисейсмічних заходів.

При описанні пошкоджень будівель і споруд від землетрусів розрізняють такі типи будівель:

- тип А – зі стінами із рваного каменю, з цегли-сирцю, глинобитними;
- тип Б – зі стінами з обпаленої цегли, з природних і бетонних крупних блоків і дрібних каменів правильної форми;
- тип В – крупнопанельні, зі сталевим та залізобетонним каркасом, дерев'яні.

Ступені пошкодження класифіковані наступним чином:

I – легкі ушкодження – невеликі тріщини в стінах, відколювання невеликих шматків штукатурки;

II – помірні пошкодження – невеликі тріщини в стиках між панелями, відколювання досить великих шматків штукатурки, падіння черепиці з дахів;

III – важкі ушкодження – великі глибокі і наскрізні тріщини в стінах, значні тріщини в стиках між панелями;

IV – руйнування – обвалення внутрішніх стін і стін заповнення каркаса, проломи у стінах, обвалення частин будівель, руйнування зв'язків між окремими частинами будівлі;

V – обвали – повне руйнування будівель.

За кількістю пошкоджень будівлі пошкодження діляться на «більшість» (близько 70%), «багато» (близько 50%) і «окремі» (близько 10%).

Опис наслідків землетрусів диференційовано за сейсмічною шкалою за трьома розділами:

- характеристика пошкоджень будівель і споруд;
- залишкові деформації в ґрунтах і скельних породах;
- інші ознаки.

У табл. 2.3 наведені деякі описові ознаки пошкоджень будівель і залишкових деформацій в ґрунтах при сейсмічності 6, 7, 8 і 9 балів.

Таблиця 2.3 – Описова частина сейсмічної шкали ІФЗ

Бали	Характеристика пошкодження будівель та інших споруд	Залишкові деформації в ґрунтах і скельних породах
6	Пошкодження I ступеня в окремих будівлях типу Б і в багатьох типу А. Пошкодження II ступеня в окремих будівлях типу А	У небагатьох випадках – зсуви, на сирих ґрунтах можливі видимі тріщини шириною до 1 см. В гірських районах – окремі зсуви, можливі зміни дебіту джерел та рівня вод в колодязях
7	У багатьох будівлях типу В ушкодження I ступеня і в окремих – II. У багатьох будівлях типу Б – II ступеня і в окремих – III. У багатьох будівлях типу А – III ступеня і в окремих – IV. Тріщини в кам'яних огорожах	В окремих випадках – зсуви і тріщини на дорогах. Порушення стиків трубопроводів. У небагатьох випадках виникають або пропадають існуючі джерела води
8	У багатьох будівлях типу В ушкодження II ступеня і в окремих – III. У багатьох будівлях типу Б – III і в окремих – IV. У багатьох будівлях типу А – IV і в окремих – V ступеня. Пам'ятники та статуї зсуваються. Кам'яні огорожі руйнуються	Невеликі зсуви на великих укосах виїмок і насипів доріг, тріщини в ґрунтах досягають декількох сантиметрів. Можливе виникнення нових водойм. Іноді пересохлі колодязі наповнюються водою або існуючі вичерпуються
9	У багатьох будівлях типу В ушкодження III ступеня і в окремих – IV. У багатьох будівлях типу Б – IV ступеня і в окремих – V. У більшості будівель типу А – V ступеня. Пам'ятники і колони перекидаються	Значні пошкодження берегів штучних водойм, розриви частин підземних трубопроводів. В окремих випадках – викривлення рейок. Тріщини в ґрунтах до 10 см, а по схилах і берегах – більше 10 см. Часті зсуви і осипання ґрунтів, обвали гірських порід

Проектування будівель в сейсмічних районах з 7-, 8- та 9-бальною

інтенсивністю повинно здійснюватися з урахуванням вимог антисейсмічного будівництва. При інтенсивності 6 балів і менше пошкодження звичайних будинків малі, тому для таких умов проектування повинно здійснюватися без урахування сейсмічної небезпеки. При 10-бальних і більш інтенсивних землетрусах звичайні заходи сейсмічного захисту виявляються недостатніми; в таких районах будівництво не передбачено або повинно відбуватися за спеціальними дозволами зі всебічним обґрунтуванням.

## 2.4 Сейсмічне районування, вплив ґрунтових умов

Розподіл території країни на регіони, що відрізняються за очікуваною величиною інтенсивності сейсмічного впливу, називається сейсмічним районуванням. Сейсмічне районування ґрунтується на матеріалах минулих землетрусів, і як правило передбачає побудову карт прогнозу сейсмічності та величин сейсмічних впливів.

На карті сейсморайонування за допомогою ізосейм виділяються райони, в яких в умовах середніх ґрунтів можуть бути струси на поверхні землі, відповідні 6, 7, 8 або 9 балам за сейсмічною шкалою.

При проектуванні будівель і споруд інтенсивність сейсмічних дій у балах для певного району будівництва належить приймати на основі списку населених пунктів України і комплекту карт загального сейсмічного районування (ЗСР) території України, отриманих у 2004 році Інститутом геофізики НАН України і Кримською експертною радою з оцінки сейсмічної небезпеки та прогнозу землетрусів. Список населених пунктів і карти наведені в додатках до [10].

Комплект включає карти ЗСР А, В і С – для всієї території України у масштабі 1:2500000, а також детальні карти ЗСР А0, А, В і С для територій Криму та Одеської області у масштабі 1:1000000 (врізання до карт ЗСР).

Зазначена на картах сейсмічна інтенсивність відноситься до ділянок із

середніми за сейсмічними властивостями ґрунтами (II категорії згідно з табл. 2.4). Комплект карт ЗСР території України складається з трьох карт.

Карта А відповідає 10%-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення такої інтенсивності один раз на 500 років. Карту належить застосовувати для проектування об'єктів масового цивільного, промислового призначення, різноманітних житлових об'єктів у міській та сільській місцевості.

Карта В відповідає 5%-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення такої інтенсивності один раз на 1000 років. Карту належить застосовувати для проектування та будівництва споруд підвищеного рівня відповідальності, що мають коефіцієнт надійності за відповідальністю не менше 1,1, пошкодження або руйнування яких при впливі землетрусу може спричинити надзвичайну ситуацію регіонального рівня.

Карта С відповідає 1%-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення такої інтенсивності один раз на 5000 років. Карту належить застосовувати при проектуванні особливо відповідальних об'єктів, що мають коефіцієнт надійності за відповідальністю не менше 1,2, пошкодження або руйнування яких при впливі землетрусу може спричинити надзвичайну ситуацію державного рівня.

Детальна карта А0 відповідає 39%-й імовірності перевищення розрахункової сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторення такої інтенсивності один раз на 100 років. Відповідні карти належить застосовувати для проектування тільки в Криму і Одеській області для маловідповідальних будівель. Аналогічні об'єкти на інших територіях України проектуються з використанням карти А для території України.

Сейсмічну інтенсивність майданчика будівництва належить визначати з урахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування (СМР), яке виконується для районів із сейсмічністю 6 і більше балів відповідно до складу робіт згідно з

нормативними документами на інженерні вишукування для будівництва (для різноманітних об'єктів сейсмічного мікрорайонування).

Таблиця 2.4 – Сейсмічність майданчика будівництва в залежності від ґрунту

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Сейсмічність майданчика будівництва при сейсмічності району, балів				Швидкості розповсюдження сейсмічних хвиль у ґрунті $v_s$ м/с
		6	7	8	9	
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабовивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30% піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8	$v_s > 800$
II	Скельні ґрунти вивітрілі та сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти за винятком віднесених до I категорії; піски гравелисті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності маловологі та вологі; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності маловологі	6	7	8	9	$500 < v_s < 800$
III	Піски крихкі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравелисті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності водонасичені; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності вологі та водонасичені	7	8	9	10	$200 < v_s < 500$
IV	Піски крихкі водонасичені, схильні до розрідження; насипні ґрунти; пливуни, біогенні ґрунти та намули	за результатами спеціальних досліджень				$v_s < 200$

У випадку неоднорідного складу ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту. У разі прогнозування підйому рівня ґрунтових вод або обводнення ґрунтів у процесі експлуатації будівлі категорії ґрунту належить визначати в залежності від властивостей ґрунту (ступеня вологості, показника текучості) у замоченому стані.



У звітах про інженерно-геологічні вишукування слід зазначати категорію ґрунту за сейсмічними властивостями.

У разі відсутності карт сейсмічного мікрорайонування для об'єктів масового цивільного, промислового і сільського будівництва допускається спрощене визначення сейсмічності майданчика будівництва на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань згідно з табл. 2.4.

Проектування будівель і споруд для будівництва на майданчиках за наявності в основі будівлі просідаючих ґрунтів належить здійснювати з урахуванням вимог [18].

Вибір конструктивно-планувальних рішень будівель і споруд, а також призначення складу та обсягу захисних заходів, які забезпечують міцність та експлуатаційну придатність об'єктів, повинні здійснюватись виходячи із розрахункової сейсмічності майданчика будівництва, потужності просідаючої товщі, прогнозу замочування ґрунтів основ у межах усієї або частини просідаючої товщі та очікуваної величини просідання ґрунтів основ.

Розрахунок будівель і споруд на сейсмічні дії та впливи, що зумовлені деформаціями основи при замочуванні просідаючих ґрунтів, належить виконувати на основі просторових розрахункових моделей.

Без достатнього обґрунтування не слід розташовувати споруди на ділянках, несприятливих у сейсмічному відношенні, до яких відносяться наступні майданчики будівництва:

- розташовані в зонах можливого прояву тектонічних розломів на поверхні;
- з осипами, обвалами, зсувами, карстом, гірничими виробками;
- з крутістю схилів більше 15°;
- розташовані в зонах можливого проходження селевих потоків;
- розташовані на цунамінебезпечних ділянках;
- складені ґрунтами IV категорії за сейсмічними властивостями.

На майданчиках сейсмічністю 9 балів із несприятливими ґрунтовими

умовами, а також на грунтах IV категорії не допускається багатопверхова житлова забудова, будівництво промислових підприємств і енергетичних об'єктів, не пов'язаних з обслуговуванням населення, яке проживає у даній місцевості, а також будівництво об'єктів, де можливе велике скупчення людей (шкіл, дитячих садків, лікарень, торговельних центрів, театрів, кінотеатрів). На цих майданчиках допускається розташовувати загальноміські зони відпочинку, зелені масиви, складські приміщення, автобази, гаражі, ремонтні майстерні, тимчасові сільськогосподарські, виробничі та інші одноповерхові приміщення.

## 2.5 Інженерно-сейсмометричні спостереження і паспортизація об'єктів

З метою одержання достовірної інформації про роботу конструкцій при землетрусах і коливаннях прилеглих до будівель грунтів у проектах характерних основних типів будівель масової забудови, будівель із принципово новими конструктивними рішеннями, а також особливо відповідальних споруд належить передбачати розміщення станцій інженерно-сейсмометричної служби (ІСС).

Обов'язкове встановлення станцій ІСС повинно передбачатись на об'єктах заввишки понад 70 м і відповідальних будівлях і спорудах, а також на об'єктах експериментального будівництва.

Витрати на придбання сейсмометричної апаратури, а також на виконання проектних і будівельно-монтажних робіт щодо її встановлення повинні передбачатись в кошторисах на будівництво об'єктів, а експлуатаційні витрати – у бюджетах місцевих органів самоуправління сейсмонебезпечних районів.

Паспортизація об'єктів після закінчення будівництва, а також обстеження та паспортизація існуючих об'єктів повинні виконуватись у відповідності з чинними нормативними документами з оцінки технічного стану і паспортизації промислових і цивільних будівель і споруд, які експлуатуються у сейсмічних районах. Паспорт повинен містити обґрунтовані дані щодо застосування карти

ЗСР-2004 з урахуванням діючих стандартів та вимог чинного законодавства щодо об'єктів підвищеної небезпеки.

Динамічна паспортизація вказаних будівель і споруд повинна виконуватись акредитованими лабораторіями, які оснащені необхідним обладнанням і сейсмометричною апаратурою. Динамічна паспортизація включає наступні види робіт:

- визначення реакції будівель на спеціальні динамічні дії в частотному діапазоні хвиль від 0,2 Гц до 40 Гц;

- визначення частот, форм власних коливань будівель і декрементів коливань та їх порівняння із проектними даними;

- формування динамічного паспорта будівлі на основі періодичних динамічних обстежень, а також у обов'язковому порядку при обстеженнях після того, як відбулися землетруси інтенсивності 6 балів і вище.

Динамічна паспортизація для будівель і споруд, як правило, здійснюється для особливо відповідальних та унікальних споруд, будівель з одночасним перебуванням великої кількості людей, а також для корпусів теплоелектроцентралей, доменних печей, резервуарів для нафтопродуктів, житлових і цивільних будівель вище 16 поверхів, а також гідротехнічних споруд.

### РОЗДІЛ 3

### РОЗРАХУНКИ НА СЕЙСМІЧНІ ДІЇ

За результатами ЗСР України [10], територія Запорізької області відноситься до району з сейсмічністю 6 балів, тому необхідно проводити розрахунки на сейсмічні дії при проектуванні будівельних об'єктів навіть звичайного рівня відповідальності.

### 3.1 Сполучення навантажень

При проектуванні будівель і споруд для будівництва у сейсмічно небезпечних районах, окрім розрахунків на основне сполучення навантажень, належить також виконувати розрахунки на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій – проектних землетрусів (ПЗ) і максимальних розрахункових землетрусів (МРЗ).

Сейсмічні навантаження, що відповідають ПЗ, повинні використовуватись при проектуванні та зведенні будівель і споруд масового будівництва із застосуванням карт ЗСР А і В для території України або детальних карт для територій Криму та Одеської області.

Сейсмічні навантаження, що відповідають МРЗ, повинні використовуватись при проектуванні відповідальних об'єктів (великі гідротехнічні споруди, екологічно небезпечні виробництва тощо) із застосуванням карти ЗСР С для територій України або детальних карт для території Криму та Одеської області.

При цьому в особливе сполучення навантажень входять постійні, можливі довготривалі та короткочасні навантаження, сейсмічні дії, а також дії, що обумовлені деформаціями основи при замочуванні просідаючих ґрунтів. В останньому випадку особливе сполучення є комбінацією сейсмічного навантаження, яке діє у напрямку, найбільш небезпечному для даної конструкції або споруди у цілому, з можливими варіантами просідань під дією власної ваги ґрунтів.

При розрахунку будівель і споруд на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів до розрахункових значень навантажень вводяться коефіцієнти сполучень за табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Значення коефіцієнтів сполучень

Види навантажень	Значення коефіцієнта
Постійні для залізобетонних, кам'яних, дерев'яних Конструкцій	0,9
Постійні для металевих конструкцій	0,95
Тимчасові тривалі	0,8
Короткочасні на перекриття та покриття	0,5

При розрахунку на особливе сполучення за вимогами діючих нормативних документів не враховуються:

- температурні кліматичні дії;
- вітрові навантаження;
- динамічні дії від обладнання і транспорту;
- гальмівні та бокові зусилля від руху кранів.

При визначенні розрахункового вертикального сейсмічного навантаження слід враховувати вагу моста крана, вагу візка, а також вагу вантажу, що дорівнює вантажопідйомності крана, з коефіцієнтом 0,3.

Розрахунок споруд і конструкцій, які мають маси на гнучких підвісках, належить виконувати на основі спеціальних наукових досліджень.

Розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження від ваги мостів і візків кранів належить враховувати в напрямку, перпендикулярному до осі підкранових балок. Однак зниження кранових навантажень, передбачене нормами щодо навантажень та дій, не виконується. Також не враховується можливість розташування двох кранів на однокранових коліях у суміжних кроках колон будівлі.

### 3.2 Методи розрахунків та їх застосування

Розрахунки споруд на особливі сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій належить виконувати із використанням спектрального методу або прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або стандартного набору синтезованих акселерограм.

Методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні дії, наведено в табл. 3.2. Розрахунки за спектральним методом належить виконувати для всіх будівель і споруд. У разі розбіжності результатів розрахунку за спектральним методом і прямим динамічним методом належить приймати більш невигідне рішення (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом).

Для будівель і споруд простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей розрахункові сейсмічні навантаження належить приймати такими, що діють горизонтально, як правило, у напрямку поздовжньої і поперечної осі плану будівлі або споруди. Дію сейсмічних навантажень у різних напрямках належить приймати відокремлено.

При розрахунку споруд із несиметричним і нерегулярним розташуванням мас і жорсткостей належить враховувати найбільш небезпечні для даної конструкції або її елементів напрямки дії сейсмічних навантажень. У тих випадках, коли визначення небезпечного напрямку дії сейсмічного навантаження викликає труднощі, рекомендується виконувати незалежні розрахунки конструкції при трьох взаємно ортогональних напрямках дії сейсмічних сил.

Таблиця 3.2 – Методи, що застосовуються при розрахунках

№	Метод розрахунку	Типи споруд
---	------------------	-------------

1	<p>а) Спектральний метод із застосуванням спрощених розрахункових моделей споруд з урахуванням поступальних коливань.</p> <p>б) Спектральний метод із урахуванням, окрім поступальних, крутильних сейсмічних дій (сейсмічного моменту, нерівномірного поля коливань ґрунту)</p>	<p>Будівлі та споруди простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані не більше 30 м.</p> <p>Будівлі та споруди несиметричні в плані або по висоті.</p> <p>Будівлі каркасні заввишки понад 50 м у районах сейсмічністю 6 балів</p>
2	<p>Прямий динамічний метод, при якому розрахункові сейсмічні навантаження та моменти приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом, згідно з п. 1, б даної таблиці</p>	<p>Будівлі та споруди із принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки.</p> <p>Об'єкти підвищеного рівня відповідальності при використанні коефіцієнтів надійності <math>\gamma_n &gt; 1</math>.</p> <p>Будівлі та споруди заввишки понад 50 м та споруди з прогонами більше 30 м.</p> <p>Будівлі та споруди, оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції</p>

Вертикальну складову сейсмічної дії необхідно враховувати при розрахунку:

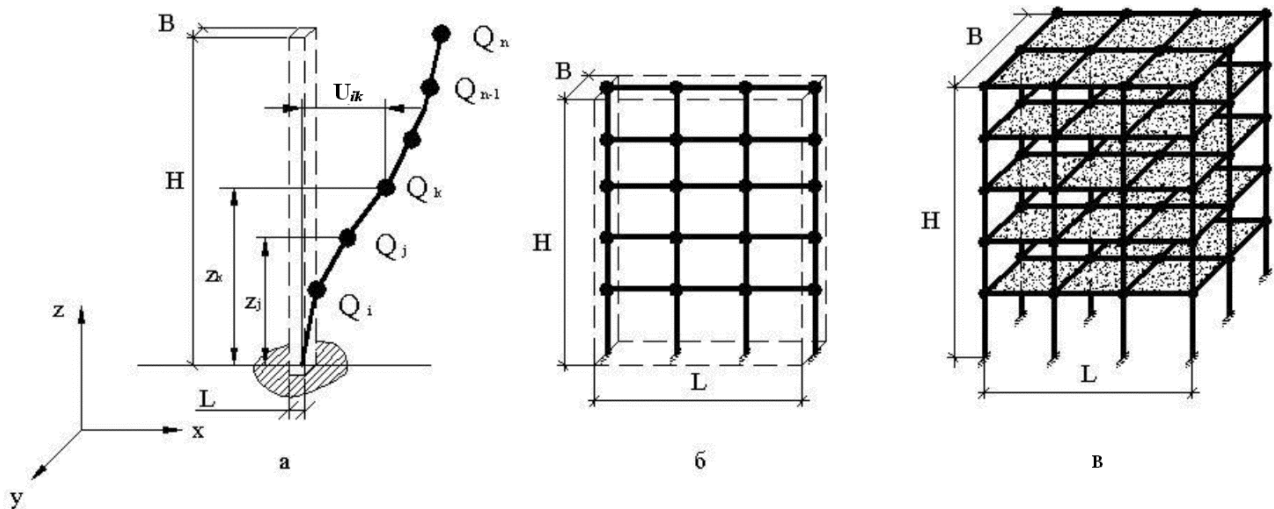
- горизонтальних і похилих консольних конструкцій;
- рам, арок, ферм і просторових покриттів будівель і споруд при прогонах 24 м і більше – для майданчика сейсмічністю 7 балів; 18 м і більше – 8 балів; 12 м і більше – для майданчика сейсмічністю 9 балів;
- міцності несучих стін з кам'яної кладки;
- споруд і фундаментів на стійкість, перекидання і ковзання;
- пальових конструкцій з високим ростверком;
- опорних елементів сейсмоізоляції;
- перекриттів і фундаментних плит, для яких здійснюється перевірка на продавлювання (перекриття у складі безригельних каркасів, фундаментні плити

висотних будівель із наскрізними нижніми поверхами тощо);

- будівель і споруд на стійкість проти перекидання і ковзання.

### 3.3 Спектральний метод розрахунку

При визначенні розрахункових значень горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлі та споруди висотою  $H$ , яка перевищує у 2 і більше разів її ширину  $B$  і довжину  $L$  допускається приймати розрахункову схему у вигляді багатомасового пружно-деформованого консольного стержня, жорстко закріпленого на основі, який несе зосереджені маси вагою  $Q_k$ , розташовані на рівні перекриттів, і здійснює коливальний рух за одним із напрямків  $x$  або  $y$  (рис. 3.1, а).



а) у вигляді багатомасового консольного стержня;

б) у вигляді багатомасової перехресної системи;

в) у вигляді просторової динамічної моделі.

Рисунок 3.1 – Розрахункові схеми будівель і споруд

При ширині будівлі  $B$ , яка в 3 і більше разів менша від двох інших її розмірів ( $H$  і  $L$ ), допускається приймати розрахункову схему у вигляді



багатомасової пружно-деформованої перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриттів (рис. 3.1, б).

Як правило, рекомендується використовувати просторові розрахункові динамічні моделі із зосередженими у вузлах масами (рис. 3.1, в).

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження  $S_{ki}$ , прикладеного до точки  $k$  і яке відповідає  $i$ -ій формі власних коливань будівлі або споруди, треба визначати за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (3.1)$$

де  $k_1$  – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі, приймається за табл. 3.3; при розрахунку вище розташованих поверхів значення  $k_1$  приймається у відповідності з конструктивними рішеннями цих поверхів;

$k_2$  – коефіцієнт відповідальності споруди, який приймається за табл. 3.4;

$k_3$  – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів і визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \quad (3.2)$$

де  $n$  – кількість поверхів в будівлі; максимальне значення  $k_3$  приймається не більше 2,0 для рамних, рамно-в'язевих и в'язевих систем, а для стінових и каркасно-стінових конструктивних систем – не більше 1,8;

$S_{0ki}$  – горизонтальне сейсмічне навантаження за  $i$ -ою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{gp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (3.3)$$

де  $Q_k$  – навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці  $k$  і визначається з урахуванням коефіцієнтів сполучень;

$a_0$  – відносне прискорення ґрунту, яке приймається рівним 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 відповідно для районів сейсмічністю 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт А і В – в залежності від розрахункових значень  $a_0$  згідно з табл. 3.5;

$k_{зр}$  – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконане на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань і приймається за табл. 3.6;

$\beta_i$  – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає  $i$ -ій формі власних коливань будівлі або споруди;

$\eta_{ki}$  – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рис. 3.1), визначається за формулою:

а) для консольної розрахункової схеми

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.4)$$

де  $U_{i(zk)}$  і  $U_{i(zj)}$  – переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за  $i$ -ю формою;

$n$  – число зосереджених навантажень;

б) для перехресної та просторової розрахункових схем

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.5)$$

де  $\cos(U_{ki}, U_0)$  – косинуси кутів між напрямками переміщення  $U_{ki}$  і вектора сейсмічної дії  $U_0$ .

Таблиця 3.3 – Коефіцієнт  $k_l$ , що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів будівель

№	Конструктивні рішення систем і несучих елементів	Значення $k_1$ при сейсмічності, балів		
		6	7-8	9
1	Споруди, в яких пошкодження або непружні деформації не допускаються, а також при визначенні додаткових моментів від вертикальних навантажень	1,0		
2	Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені залишкові деформації та пошкодження, що утруднюють нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей і збереженні обладнання, які зводяться:	0,25		
	- зі сталевим каркасом;		0,25	0,3
	- із залізобетонним каркасом без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості;		0,35	0,45
	- із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості;		0,3	0,4
	- зі стінами з монолітного залізобетону та з великих залізобетонних панелей;		0,25	0,35
	- з несучими стінами із крупних блоків і каркасно-кам'яними		0,35	0,4
	- з несучими стінами з кам'яної або цегляної кладки;		0,4	0,45
- на несучих опорах систем сейсмоізоляції		0,6	0,7	
3	Елементи будівель, що розраховуються на «місцеві» сейсмічні навантаження (заповнення каркасів і перегородки при розрахунках із площини, парапети, козирки тощо)	0,4	0,5	0,55
4	Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені значні залишкові деформації, тріщини, пошкодження окремих елементів, їх зміщення, що тимчасово призупиняє нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей	0,2	0,2	0,3

Значення спектрального коефіцієнта динамічності  $\beta_i$ , що залежать від категорії ґрунту за сейсмічними властивостями і від періоду  $i$ -го тону власних коливань споруди, визначаються за графіками (рис. 3.2) або за табл. 3.7.

Розраховуючи високі споруди невеликих розмірів у плані (башти, щогли, димові труби, окремо розташовані шахти ліфтів, а також залізобетонні каркасні будівлі), значення коефіцієнта  $k_2$  належить приймати за табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Коефіцієнт відповідальності споруд  $k_2$

№	Характеристика споруд	Значення
---	-----------------------	----------

1	Особливо відповідальні та унікальні споруди, в тому числі виробничі корпуси, складські будівлі хімічної промисловості з токсичними і отруйними речовинами, вибухонебезпечні корпуси хіміко-фармацевтичної і споруди нафтохімічної промисловості	1,5
2	Споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей (вокзали, аеропорти, театри, цирки, музеї, виставкові і концертні зали з числом місць більше 1000 чоловік, криті ринки та стадіони). Будівлі та споруди, функціонування яких необхідне при землетрусі або при ліквідації його наслідків (системи енерго- і водозабезпечення, системи пожежогасіння, телефонного зв'язку, виробничі корпуси важкої промисловості з безперервним циклом роботи, банки, державні і місцеві адміністративні органи тощо)	1,4
3	Будівлі і споруди лікарень на 100 ліжок и більше, пологових будинків, акушерських корпусів, станцій швидкої допомоги, шкіл, дитячих садків, вищих навчальних закладів, магістральних залізниць і автомобільних доріг та штучних споруд транспорту	1,3
4	Будівлі готелів, спальних корпусів відпочинку на 250 місць і більше	1,2
5	Висотні споруди невеликих у плані розмірів (башти, щогли, димові труби, шахти ліфтів, що стоять окремо, тощо) при відношенні висоти споруди $H$ до її ширини $B$ , що дорівнює або більше 5, а також великопрогонові споруди ( $L \geq 30$ м)	1,4
6	Каркасні будівлі, стінове заповнення яких не впливає на їх деформації, при відношенні висоти стояків $h$ до їх поперечного розміру $b$ в напрямку дії сейсмічного навантаження, що дорівнює або більше 25	1,4
7	Те саме, але при $h/b$ , що дорівнює або менше 15	1,0
8	Інші житлові, громадські та виробничі будівлі	1,0
9	Будівлі та споруди, руйнування яких не пов'язано із загибеллю людей, втратою матеріальних і культурних цінностей і не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища	0,5

Вертикальне сейсмічне навантаження визначається за формулами (3.1) і (3.2); значення відносних прискорень ґрунту  $a_0$  приймаються із множителем 0,7. При розрахунку будівель на стійкість проти перекидання або ковзання, а також при розрахунках конструкцій на міцність і деформативність, вертикальні сейсмічні навантаження треба визначати при значенні коефіцієнта  $k_1 = 0,5$ .

Таблиця 3.5 – Значення відносних прискорень  $a_0$  для даного населеного пункту залежно від сполучень розрахункової сейсмічної інтенсивності

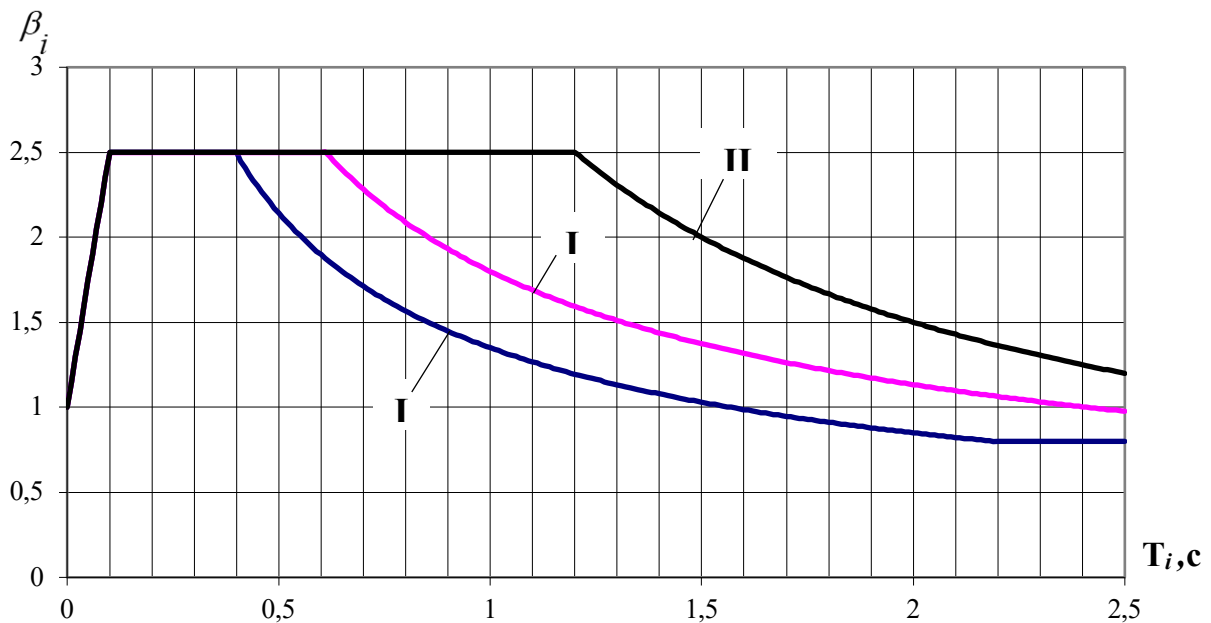
Номер сполучення	Інтенсивність за картами, бали	Розрахункові
------------------	--------------------------------	--------------

	A	B	значення $a_0$
1	6	6	0,05
2	6	7	0,08
3	7	7	0,10
4	7	8	0,15
5	8	8	0,20
6	8	9	0,30
7	9	9	0,40

Таблиця 3.6 – Значення коефіцієнта  $k_{ep}$ , який враховує нелінійне деформування ґрунту при інтенсивних сейсмічних коливаннях

Категорія	Сейсмічність майданчика будівництва в балах			
	6	7	8	9
I	1,0	1,2	1,3	1,4
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,0	0,8	0,75	0,7
IV	За даними спеціальних досліджень			

Рисунок 3.2 – Значення спектрального коефіцієнта динамічності  $\beta_i$ ,



в залежності від категорії ґрунту (I...III) за сейсмічними властивостями

Таблиця 3.7 – Значення коефіцієнта  $\beta_i$

Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями	Ділянка графіка $\beta_i$ при значенні $T_i$	$\beta_i$ або формула для розрахунку $\beta_i(T_i)$
I	при $T_i \leq 0,1$ с	$1 + 15 \cdot T_i$
	при $0,1 < T_i \leq 0,4$ с	2,5

	при $T_i > 0,4$ с	$1,35 / T_i^{2/3}$
II	при $T_i \leq 0,1$ с	$1 + 15 \cdot T_i$
	при $0,1 < T_i \leq 0,6$ с	2,5
	при $T_i > 0,6$ с	$1,8 / T_i^{2/3}$
III	при $T_i \leq 0,1$ с	$1 + 15 \cdot T_i$
	при $0,1 < T_i \leq 1,2$ с	2,5
	при $T_i > 1,2$ с	$3 / T_i$
IV	За результатами спеціальних досліджень	

Визначаючи зусилля у конструкціях, які підлягають розрахунку з урахуванням вертикальних сейсмічних навантажень, треба враховувати одночасну дію вертикальних і горизонтальних сейсмічних навантажень. Напрямок вертикального навантаження (вверх або вниз) треба приймати найбільш не вигідним для напруженого стану елемента, що розглядається.

При розрахунках будівель заввишки 70 м треба враховувати додатковий момент від вертикальних навантажень (статичного і динамічного) внаслідок переміщень  $X_k$ , що виникають у результаті деформацій споруди і основи при сейсмічних діях і які визначаються при розрахунку системи «будівля – основа».

Переміщення (прогини)  $U_k$  і перекося поверхів (відношення різниці горизонтальних переміщень верху і низу  $k$ -го поверху до його висоти) визначаються від дії сейсмічних навантажень  $S_{ki}$ :

$$\Delta_k = \frac{(U_k - U_{k-1})}{H_{нов}}$$

Допустимі значення перекося поверхів треба приймати згідно з табл. 3.8.

Урахування вищих форм коливань здійснюється за формулою:

Таблиця 3.8 – Допустимі значення перекося поверхів

Несучі конструкції будівлі	Допустимий перекося поверхів $\Delta_k$
Будівлі зі сталевим каркасом	1 / 150

Будівлі із залізобетонним каркасом без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості	1 / 150
Будівлі із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості	1 / 250
Будівлі зі стінами з монолітного залізобетону, з великих залізобетонних панелей та з великих блоків	1 / 350
Будівлі зі стінами з кам'яної кладки, каркасно-кам'яні	1 / 400

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (3.6)$$

де  $N_p$  – зусилля, напруження або інші силові фактори в елементах конструкцій від сейсмічного навантаження;

$N_i$  – значення відповідного фактора в перерізі, що розглядається, яке викликане сейсмічними навантаженнями за  $i$ -ою формою коливань;

$n$  – число форм коливань, які враховуються.

Якщо значення періодів  $i$ -го чи  $(i+1)$ -го тонів власних коливань будівлі відрізняються менше ніж на 10 %, то замість (3.6) необхідно застосовувати формулу (3.7), яка враховує взаємну кореляцію узагальнених координат:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + 2 \sum_{i=1}^n \rho_i |N_i N_{i+1}|}, \quad (3.7)$$

де коефіцієнт  $\rho_i$  визначається за табл. 3.9 залежно від співвідношення періодів власних коливань споруди за  $i$ -ю та  $(i+1)$ -ою формами  $T_{i+1} / T_i$ .

Виконуючи розрахунок за просторовими розрахунковими схемами, необхідно визначати суму врахованих модальних мас, які для  $i$ -ої форми власних коливань і напрямків вздовж  $s$ -ої координатної осі вираховуються за формулою:

Таблиця 3.9 – Значення коефіцієнтів кореляції

Відношення періодів коливань $T_{i+1} / T_i$ ( $T_i > T_{i+1}$ )	Коефіцієнт кореляції $\rho_i$
1,0	1,0

0,97	0,9
0,95	0,8
0,93	0,7
0,9	0,5

$$M_{is} = \frac{1}{\rho_i^2} \frac{\left( \sum_{j=1}^n Q_j U_{ij} \cos(U_{ij}, I_s) \right)^2}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot \cos(U_{ij}, I_s)}, \quad (3.8)$$

де  $\rho_i^2 = \sum_{j=1}^n Q_j U_{ij}^2$ ;

$\cos(U_{ij}, I_s)$  – косинус кута між переміщенням  $U_{ij}$   $j$ -го вузла при власних коливаннях за  $i$ -ю формою і напрямком  $s$ -ї координатної осі  $I_s$  (X, Y або Z).

Число форм власних коливань будівлі, які враховуються при визначенні сейсмічних навантажень, необхідно приймати за умови, що сума модальних мас складає не менше 85 % повної суми модальних мас при коливаннях будівлі в горизонтальному напрямку і не менше 75 % цієї суми при коливаннях у вертикальному напрямку.

Розраховані значення зусиль, напружень, переміщень, деформацій визначаються за формулою:

$$N = \sqrt{N_x^2 + N_y^2 + N_z^2}, \quad (3.9)$$

де  $N_x, N_y, N_z$  – значення відповідного параметра при сейсмічній дії вздовж осі  $x, y, z$ .

Для будівель з рівномірним розподілом жорсткостей і мас по висоті при розрахунках на основі консольної схеми (рис. 3.1, а) число форм власних коливань, що враховуються, належить приймати не менше трьох, якщо значення періоду першої форми коливань  $T_1 \geq 0,4$  с, і враховувати тільки першу основну форму коливань, якщо  $T_1 < 0,4$  с.



Для будівель і споруд, які мають нерівномірний розподіл жорсткостей і мас у плані будівлі та по висоті, сейсмічні навантаження слід визначати за просторовою динамічною моделлю (рис. 3.1, в).

При розрахунку будівель і споруд завдовжки або завширшки понад 30 м, а будівель з несиметричним планом і до 30 м, необхідно враховувати крутильне сейсмічне навантаження (сейсмічний момент). Значення розрахункового сейсмічного моменту  $M_k^{kp}$  на рівні  $k$ -го поверху визначається за формулою:

$$M_k^{kp} = P_k (e_k + e), \quad (3.10)$$

де  $P_k$  – значення горизонтальних інерційних сил на рівні  $k$ -го поверху;

$e_k$  – фактичний ексцентриситет між центром мас і центром жорсткостей  $k$ -го поверху, але не менше 0,15, де  $B$  – розмір будівлі в напрямку, перпендикулярному до дії сили  $S_{ki}$ ;

$e$  – додатковий розрахунковий ексцентриситет від обертання ґрунту.

Значення  $e$  приймається  $0,02 \cdot B$ ;  $0,05 \cdot B$ ;  $0,06 \cdot B$  при ґрунтах I, II і III категорій відповідно.

### 3.4 Прямий динамічний метод розрахунку

Прямі динамічні методи розрахунку будівель і споруд належить виконувати з використанням розрахункових акселерограм  $a_i(t) = A_i \cdot y_i(t)$ , де  $i$  – номер складової вектора коливань;  $A_i$  – максимальне значення амплітуди прискорень;  $y_i(t)$  – нормована на одиницю функція, що описує коливання ґрунту в часі.

Величина прискорення коливань  $A_0$  на максимальній горизонтальній складовій вектора сейсмічних рухів у точці О, яка знаходиться у сейсмічній зоні з інтенсивністю  $I$  на відповідній карті загального сейсмічного районування,

розраховується за допомогою формули:

$$A_0 = A_{i_{\max}} = 2^{I+\Delta I-7+\frac{d}{D}}, \quad (3.11)$$

де  $d$  – відстань від точки  $O$  до середини відрізка прямої, проведеної через цю точку так, щоб довжина відрізка  $D$ , який відсікається обмежуючими зону ізосейсами, була мінімальною; значення  $d$  додатне, якщо точка  $O$  розташована у сторону зростання сейсмічної бальності відносно середини відрізка, і від’ємне – якщо у сторону зменшення;

$\Delta I$  – приріст сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика, одержаний при проведенні сейсмічного мікрорайонування.

Проектуючи особливо важливі об’єкти і об’єкти підвищеної небезпеки у прямих динамічних розрахунках належить використовувати розрахункові акселерограми, які побудовані для заданої вірогідності неперевищення максимальних сейсмічних дій, що відповідає карті ЗСР. Розрахункові акселерограми будуються на основі інструментальних записів сильних і проміжних за величиною землетрусів, що зареєстровані безпосередньо на будівельному майданчику або в умовах, близьких до умов майданчика споруди, яка проектується. Величини  $A_i$  у цьому випадку визначаються за допомогою робіт щодо уточнення сейсмічної небезпеки майданчика.

При проектуванні нетипових і відповідальних будівель та споруд у прямих динамічних розрахунках допускається використовувати синтезовані розрахункові акселерограми, побудовані з урахуванням умов майданчика і його положення відносно небезпечних сейсмогенних зон. У разі відсутності інструментальних записів для генерації розрахункових акселерограм можуть використовуватись розрахункові методи і дані щодо приросту сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика –  $\Delta I$ , що одержані при проведенні його сейсмічного мікрорайонування.

Якщо сейсмічне мікрорайонування майданчика не проводилось, прискорення  $A_0$  необхідно визначати з урахуванням можливої зміни сейсмічності майданчика внаслідок впливу місцевих ґрунтових умов.

Проектуючи будівлі та споруди, які не прив'язані до конкретного майданчика, у прямих динамічних розрахунках рекомендується застосовувати пакет трикомпонентних синтезованих акселерограм, що наведені в табл. 3.10, і які були побудовані на основі записів коливань ґрунтів, зареєстрованих у різних регіонах України за допомогою цифрових сейсмостанцій. У табл. 3.10  $r$ ,  $t$ ,  $z$  – відповідно компоненти: горизонтальна радіальна (напрямок «майданчик – осередок землетрусу»), горизонтальна тангенціальна (перпендикулярна до радіальної) і вертикальна.

Амплітуди синтезованих акселерограм в залежності від сейсмічності майданчика (6, 7, 8 і 9 балів) необхідно множити у всіх випадках при виконанні прямих динамічних розрахунків будівель і споруд на масштабний коефіцієнт  $K$ , який дорівнює відповідно 0,5; 1,0; 2,0 і 3,3.

Максимальні значення прискорень відносяться до горизонтальних складових коливань. У разі відсутності інструментальних записів значення вертикальних прискорень основи допускається приймати рівними 0,7 від значень горизонтальних прискорень.

При проведенні прямих динамічних розрахунків із використанням набору синтезованих акселерограм за табл. 3.10 необхідно приймати в якості розрахункових акселерограм, переважаючі періоди яких близькі до періодів власних коливань будівель за першою формою.

Значення сейсмічних навантажень, переміщень і деформацій конструкцій належить визначати з урахуванням особливостей нелінійного деформування конструкцій.

Таблиця 3.10 – Рекомендовані трикомпонентні синтезовані акселерограми

Шифр акселерограми	Діапазон переважаючих періодів $T_{пр}$ , с
$V_{blr}$	0,1...0,3

$V_{b1t}$	0,1...0,3
$V_{b1z}$	0,1...0,3
$V_{b2r}$	0,2...0,4
$V_{b2t}$	0,3...0,5
$V_{b2z}$	0,3...0,9
$V_{b3r}$	0,4...0,7
$V_{b3t}$	0,4...0,7
$V_{b3z}$	0,2...0,4
$V_{b4r}$	0,2...0,3
$V_{b4t}$	0,6...0,9
$V_{b4z}$	0,7...0,9
$V_{b5r}$	0,3...0,7
$V_{b5t}$	0,2...0,7
$V_{b5z}$	0,6...0,8
$V_{b6r}$	0,9...1,5
$V_{b6t}$	0,5...1,4
$V_{b6z}$	0,5...0,9
$V_{b7r}$	1,0...1,7
$V_{b7t}$	1,0...1,7
$V_{b7z}$	1,0...1,7
$V_{b8r}$	1,1...2,0
$V_{b8t}$	1,1...2,0
$V_{b8z}$	0,4...1,0

У разі роздільного використання у розрахунках будівель та споруд на дію горизонтальних і вертикальних компонент акселерограм належить приймати найбільш небезпечні напрямки сейсмічних дій.

Прямі динамічні розрахунки будівель із системами сейсмоізоляції, з адаптивними системами сейсмозахисту (з в'язями, що включаються і виключаються), динамічними гасителями коливань, демпфуючими пристроями та іншими сейсмозахисними елементами слід виконувати при науковому супроводі та за участю організацій, які мають ліцензію на виконання такого виду робіт.

При оцінці сейсмостійкості та розрахунках кріплення обладнання, що

встановлене на перекриттях будівлі або споруди, а також при визначенні сейсмічних навантажень на сталеві конструкції верхніх надбудованих поверхів необхідно виконувати розрахунок поповерхових акселерограм і поповерхових спектрів відгуку. Виконання вказаних розрахунків допускається проводити з використанням в основі споруд дій у вигляді синтезованих акселерограм.

Розрахунок спектрів відгуку осциляторів належить виконувати з кроком за частотою, наведеним у табл. 3.11. У якості розрахункового значення спектра відгуку осцилятора необхідно приймати максимальне значення його прискорення з усього часового інтервалу дії поповерхової акселерограми. Додатково необхідно розраховувати спектри відгуку для частоти, що дорівнює власній частоті обладнання або конструкцій надбудованих поверхів.

Таблиця 3.11 – Значення кроку за частотою в частотних діапазонах при розрахунку спектрів відгуку осциляторів

Частотні діапазони, Гц	Крок за частотою у відповідному діапазоні, Гц
0,2...3,0	0,10
3,0...3,6	0,15
3,6...5,0	0,20
5,0...8,0	0,25
8,0...15,0	0,50
15,0...18,0	1,00
18,0...22,0	2,00
22,0...34,0	3,00

При прямих динамічних розрахунках системи «основа – фундамент – споруда» рекомендується приймати експериментальні значення логарифмічних декрементів коливань ґрунту і конструкцій. У випадку відсутності дослідних даних допускається приймати наступні значення декрементів коливань:

- залізобетонні, кам'яні, дерев'яні конструкції –  $\delta = 0,3$ ;
- сталеві конструкції –  $\delta = 0,15$ .

Коефіцієнти жорсткості та демпфування основи допускається визначати за методикою [27]. При цьому відносно демпфування основи належить приймати

не більше 10 % від критичного затухання коливань (логарифмічний декремент коливань  $\delta \leq 0,6$ ).

### 3.5 Розрахунки елементів конструкцій

Підбір перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень. У випадках, обґрунтованих технологічними вимогами, допускається виконувати розрахунок за другою групою граничних станів. Розрахунки металевих конструкцій будівель і споруд належить виконувати з урахуванням нелінійного деформування матеріалу.

Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів належить обмежувати допустимі значення параметра  $\gamma$  (табл. 3.12). Для колон, стовпів і вузьких простінків (при перевірці на позацентровий стиск):

$$\frac{\Sigma P}{R_p} \leq \gamma, \quad (3.12)$$

де  $\Sigma P$  – розрахункове сумарне статичне навантаження від власної ваги та інших вертикальних навантажень, включаючи сейсмічне, які діють у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

$R_p$  – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які несуть вертикальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалось  $\Sigma P$ .

Для широких простінків, діафрагм, поперечних стін (при перевірці на зріз та на головні розтягуючі напруження:

$$\frac{\Sigma Q}{R_Q} \leq \gamma, \quad (3.13)$$

де  $\Sigma Q$  – розрахункове сумарне горизонтальне навантаження, включаючи сейсмічне, що діє у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних

елементів будівлі;

$R_Q$  – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають горизонтальні навантаження у тому ж перерізі.

Таблиця 3.12 – Гранично допустимі значення параметра  $\gamma$  для залізобетонних і кам'яних несучих конструкцій в залежності від інтенсивності землетрусів

Бали	Значення параметра $\gamma$
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

При розрахунку елементів конструкцій на міцність і стійкість, окрім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються у відповідності з іншими нормами, належить вводити додаткові коефіцієнти  $m$ , що враховують підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження і які визначаються згідно з таблицею 3.13.

Таблиця 3.13 – Значення коефіцієнтів  $m$

Характеристика конструкцій та з'єднань	Значення $m$
1	2
При розрахунках на міцність	
1. Сталеві та дерев'яні конструкції	1,3
2. Залізобетонні із стержневою і дротяною арматурою (крім перевірки міцності похилих перерізів):	
а) з важкого бетону з арматурою класів А-I, А-II, А-III, Вр-I, А240С, А300С, А400С, А500С;	1,2
б) те саме, із арматурою інших класів;	1,1
в) з легкого бетону;	1,1
г) з ніздрюватого бетону з арматурою усіх класів	1,0
3. Залізобетонні, які перевіряються за міцністю похилих перерізів:	
а) колони багатоповерхових будівель;	0,9
б) інші елементи	1,0
1	2

4. Кам'яні, армокам'яні і бетонні конструкції:	
а) при розрахунках на позацентровий тиск;	1,2
б) при розрахунках на зсув і розтяг	1,0
5. Зварні з'єднання	1,0
6. Болтові та заклепочні з'єднання	1,1
При розрахунках на стійкість	
7. Сталеві елементи гнучкістю понад 100	1,0
8. Те саме з гнучкістю до 20	1,2
9. Те саме з гнучкістю від 20 до 100	1,2...1,0



## ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Для будівель і споруд заввишки 50 м, а також для інших об'єктів підвищеного рівня відповідальності, при проектуванні яких повинні бути використані коефіцієнти надійності щодо відповідальності  $\gamma_n > 1$ , належить застосовувати загальні принципи проектування сейсмостійких споруд при сейсмічності майданчика будівництва 6 балів і більше.

Нові конструктивні схеми будівель і споруд на початку процесу проектування підлягають обов'язковій експертній проробці фахівцями науково-дослідних та проектних організацій, які спеціалізуються у галузі сейсмостійкого будівництва. Будівлі і споруди та їх окремі елементи також повинні задовольняти вимоги, які містяться в інших нормативних документах.

Проектну документацію належить розробляти, виходячи із сейсмічної небезпеки майданчика будівництва, результатів розрахунків з урахуванням загальних принципів проектування та конструктивних вимог.

При проектуванні сейсмостійких будівель і підсиленні будівель існуючої забудови належить:

- приймати об'ємно-планувальні і конструктивні рішення, що забезпечують, як правило, симетричність і регулярність розподілення у плані та по висоті будівлі мас, жорсткостей та навантажень на перекриття;

- застосовувати матеріали, конструкції та конструктивні схеми, що забезпечують найменші значення сейсмічних навантажень (легкі матеріали, сейсмоізоляцію, системи динамічного регулювання сейсмічного навантаження);

- створювати можливість розвитку у певних елементах конструкцій допустимих непружних деформацій;

- виконувати розрахунки металевих конструкцій будівель і споруд з урахуванням нелінійного деформування конструкцій;

- передбачати конструктивні заходи, що забезпечують стійкість і геометричну незмінність конструкцій при розвитку в елементах і з'єднаннях між

ними непружних деформацій, а також таких, що виключають можливість їх крихкого руйнування;

- розташовувати важке обладнання на мінімально можливому рівні по висоті будівлі.

У разі використання сейсмоізоляції та інших систем динамічного регулювання сейсмічних навантажень вибір тієї чи іншої системи, а також розрахунок і конструювання повинні здійснюватись за участі спеціалізованих проектних і наукових організацій [11].

#### 4.1 Житлові, громадські, виробничі будівлі та споруди

Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівель і споруд належить приймати з урахуванням загальних принципів проектування сейсмостійких споруд. Поверховість (висота) будівель не повинна перевищувати значень, вказаних у табл. 4.1.

Висота дошкільних дитячих закладів не повинна перевищувати 2-х поверхів, шкільних закладів і лікарень – 3-х поверхів. Хірургічні й реанімаційні відділення в лікарнях належить розміщувати на нижніх 2-х поверхах.

Довжина секцій всіх типів будівель, крім дерев'яних та зі стінами з ніздрюватих бетонних блоків, не повинна перевищувати при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів – 80 м, 9 балів – 60 м, дерев'яних та зі стінами з ніздрюватого бетону – відповідно 40 м і 30 м.

У будівлях з несучими стінами, крім зовнішніх поздовжніх стін, повинно бути не менше однієї внутрішньої поздовжньої стіни.

Будівлі повинні мати правильну форму в плані. Суміжні ділянки будівлі вище або нижче планувальної відмітки не повинні мати перепади більше 5 м.

Перекриття в будівлях необхідно розташовувати на одному рівні.

Таблиця 4.1 – Поверховість житлових, громадських і промислових будівель в

залежності від сейсмічності майданчика

№	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності, балів			
		6	7	8	9
1	Сталевий каркас	нс	нс	16	12
2	Залізобетонний каркас:				
	- в'язевий або рамно-в'язевий із вертикальними залізобетонними діафрагмами, в'язями або ядрами жорсткості;	нс	16	12	9
	- рамний із діафрагмами зі штучної кладки;	нс	9	7	5
	- рамний без діафрагм;	12	7	5	3
	- безригельний із залізобетонними діафрагмами або ядрами жорсткості;	16	12	9	7
	- безригельний без діафрагм	7	4	3	2
3	Стіни з монолітного залізобетону	нс	24	20	12
4	Стіни великопанельні залізобетонні	нс	20	16	10
5	Каркасно-кам'яні	нс	10	7	5
6	Стіни з великих бетонних або цегляних блоків:				
	- дворядної розрізки, з'єднаних між собою за допомогою закладних деталей або арматурних випусків;	9	5	4	2
	- дворядної розрізки, посилені суцільним вертикальним армуванням	нс	9	7	4
7	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібно-штучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
8	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	1
9	Стіни комплексної конструкції із стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів	4	2	2	1
10	Стіни дерев'яні щитові, рублені, брущаті	нс	3	2	1

В табл. 4.1 помітка «нс» означає, що конструкції будівлі проектуються за вимогами для несейсмічних районів. Висота поверху багатоповерхових будівель прийнята не більше 4 м для житлових і громадських будівель та 6 м – для промислових. У кількість надземних поверхів враховується поверх, більше

половини висоти якого знаходиться вище планувальної відмітки землі, що прилягає до будівлі. Кількість поверхів у будівлях з кам'яними стінами при гарантованому нормальному зчепленні в кладці  $f_{nt} \geq 180$  кПа ( $1,8$  кг/см<sup>2</sup>) може бути збільшена в районах сейсмічності 7 і 8 балів на один поверх. Проектування будівель поверховістю більше ніж вказано у табл. 4.1 допускається на основі спеціального обґрунтування як для об'єктів експериментального будівництва.

Будівлі належить розділяти антисейсмічними швами на відсіки, якщо:

- їх об'ємно-планувальні та конструктивні рішення не відповідають загальним принципам проектування сейсмостійких споруд;

- окремі об'єми будівель в межах загального плану, які не є ядрами жорсткості, мають різко відмінні (більше 30 %) жорсткості або маси.

В одноповерхових будівлях заввишки до 10 м при сейсмічності 7 балів і менше антисейсмічні шви допускається не влаштовувати.

Антисейсмічні шви повинні розділяти будівлю за всією висотою. Допускається на ділянках із сейсмічністю 7 і 8 балів, а також 9 балів (для ґрунтів I та II категорій за сейсмічними властивостями) не влаштовувати шов у фундаментах, окрім випадків, коли антисейсмічний шов співпадає з осадочним. Температурні та осадочні шви належить виконувати як антисейсмічні.

Антисейсмічні шви необхідно виконувати шляхом спорудження парних стін або рам. Ширина антисейсмічних швів на кожному рівні повинна бути не менше суми взаємних горизонтальних зміщень відсіків від розрахункового навантаження та не менше мінімальної, яку для будівель заввишки до 5 м належить приймати 30 мм і збільшувати на 20 мм на кожні 5 м висоти. Конструкція прилягання секцій у зоні антисейсмічних швів не повинна перешкоджати їх взаємним горизонтальним переміщенням у разі землетрусів.

Сходові клітки належить передбачати закритими з природним освітленням, через вікна в зовнішніх стінах. Розташування та кількість сходових кліток необхідно приймати у відповідності з нормативними документами за протипожежними нормами, але не менше однієї між антисейсмічними швами в

будівлях висотою більше 3-х поверхів. Влаштування основних сходових кліток у вигляді конструкцій, не з'єднаних із конструкціями будівель або споруд, не допускається.

Сходові клітки та ліфтові шахти каркасних будівель із заповненням, яке не включається в роботу, належить влаштовувати у вигляді ядер жорсткості, що сприймають сейсмічне навантаження, або у вигляді вбудованих конструкцій з поповерховою розрізкою, які не впливають на жорсткість каркаса, а для будівель висотою до 5 поверхів при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів їх допускається влаштовувати в межах плану будівлі у вигляді конструкцій, відокремлених від каркаса будівлі.

Сходи належить виконувати, як правило, з крупних збірних елементів, з'єднаних між собою за допомогою зварювання, або з монолітного залізобетону. Допускається використання металевих або залізобетонних косоурів з набірними східцями за умови з'єднання за допомогою зварювання або на болтах косоурів з площадками та східців з косоурами.

Міжповерхові сходові площадки належить вмуровувати у стіни. В кам'яних будівлях площадки повинні вмуровуватись завглибшки не менше 250 мм. Улаштування консольних східців не допускається.

При проектуванні будівель і споруд необхідно перевіряти розрахунком кріплення високого та важкого обладнання до несучих конструкцій будівель і споруд, а також враховувати сейсмічні зусилля, які виникають при цьому в несучих конструкціях.

У містах і селищах міського типу спорудження будинків із стінами з сирцевої цегли, саману та ґрунтових блоків заборонено. У сільських населених пунктах на майданчиках сейсмічністю до 8 балів допускається будівництво одноповерхових будівель із цих матеріалів за умови посилення стін дерев'яним антисептованим каркасом із діагональними в'язями.

Жорсткість стін каркасних дерев'яних будинків повинна забезпечуватися розкосами або панелями з конструктивної фанери. Брущаті та рублені стіни

належить збирати на нагелях і болтах.

## 4.2 Основи та фундаменти

Проектування фундаментів будівель належить виконувати у відповідності з вимогами нормативних документів щодо основ будівель і споруд та пальових фундаментів [9 та ін.]. Глибину закладання фундаментів рекомендується збільшувати шляхом улаштування підвальних поверхів.

Фундаменти будівель заввишки понад 16 поверхів на нескельних ґрунтах належить, як правило, приймати пальовими або у вигляді суцільної фундаментної плити із заглибленням підошви відносно відмітки мощення не менше ніж на 3,0 м. Для будівель вище 12 поверхів улаштування підвалу під усією будівлею обов'язкове.

Фундаменти будівель, збудованих на нескельних ґрунтах, повинні, як правило, влаштовуватися на одному рівні. Підвальні поверхи необхідно передбачати під усією будівлею. За розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів допускається влаштування підвалу під частиною будівлі. При цьому його належить розміщувати симетрично відносно головних осей будівлі.

При будівництві на нескельних ґрунтах по верху збірних стрічкових фундаментів належить укладати шар розчину марки 100 завтовшки не менше 40 мм і поздовжню арматуру діаметром 10 мм у кількості 3 і 4 стержні при сейсмічності 7 і 8 балів відповідно. Поздовжні стержні повинні бути з'єднані поперечними з відстанню між ними 300...400 мм. У випадку виконання стін підвалу зі збірних панелей або монолітними, конструктивно з'єднаними зі стрічковими фундаментами, армований шар розчину не вимагається.

У районах сейсмічністю 9 балів стрічкові фундаменти повинні виконуватися, як правило, монолітними.

У фундаментах і стінах підвалу з крупних блоків повинна бути забезпечена

перев'язка кладки в кожному ряді, а також у всіх кутах і перетинах на глибину не менше  $1/3$  висоти блока; фундаментні блоки належить укладати у вигляді суцільної стрічки. Для заповнення швів між блоками треба застосовувати розчин марки не нижче 50.

У будівлях при розрахунковій сейсмічності 9 балів стіни підвалів повинні передбачатися, як правило, монолітними або збірно-монолітними. У кожному ряді блоків у місцях кутів, прилягань та перетинів необхідно встановлювати арматурні сітки із заведенням їх на 70 см від місць перетинів стін. Горизонтальні гідроізоляційні шари в стінах будівель належить виконувати з цементного розчину.

Фундаменти та стіни підвалів із бутобетону допускаються в будівлях до п'яти поверхів при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів. Кількість бутового каміння марки не нижче 200 не повинна перевищувати 25 % загального об'єму фундаментів і стін, клас бетону обирається за розрахунком.

#### 4.3 Перекриття та покриття

Перекриття та покриття належить виконувати у вигляді жорстких горизонтальних дисків, надійно з'єднаних з вертикальними конструкціями будівель, та такими, що забезпечують їх спільну роботу у разі сейсмічних дій.

Жорсткість збірних залізобетонних перекриттів та покриттів належить забезпечувати за допомогою наступних конструктивних рішень:

- влаштуванням зварних з'єднань плит між собою, елементами каркаса або стінами;
- влаштуванням монолітних залізобетонних обв'язок (антисейсмічних поясів) з анкеруванням в них випусків арматури з плит;
- замонолічуванням швів між елементами перекриттів.

Бокові грані панелей (плит) перекриттів та покриттів повинні мати

шпонкову або рифлену поверхню. Для зв'язку з антисейсмічним поясом, каркасом або стінами в панелях (плитах) належить передбачати арматурні випуски або закладні деталі.

При влаштуванні отворів у перекриттях для сходових кліток і ліфтових шахт їх рекомендується розташовувати ближче до геометричного центра. При цьому отвір не повинен розімкнути контур перекриття. При ослабленні диску перекриття отвором розмірами більше 50 % ширини будівлі необхідно передбачати додаткове підсилення перекриття у суміжних прогонах.

Довжина ділянки обпирання плит перекриттів та покриттів на несучі конструкції приймається:

- на цегляні та кам'яні стіни – не менше 120 мм;
- на стіни з віброваних цегляних панелей або блоків – не менше 100 мм;
- на залізобетонні та бетонні стіни, на сталеві та залізобетонні балки (ригелі) при обпиранні по двох сторонах – не менше 80 мм;
- при обпиранні уздовж контуру – не менше 60 мм.

Обпирання дерев'яних, металевих і залізобетонних балок на кам'яні та бетонні стіни повинно бути не менше 200 мм. Опорні ділянки балок повинні бути надійно прикріплені до несучих конструкцій будівель.

Перекриття у вигляді прогонів (балок) з вкладишами між ними повинні бути підсилені за допомогою шару монолітного армованого бетону класу не нижче С12/15 завтовшки не менше 40 мм.

У двоповерхових будівлях у районах сейсмічністю 7 балів і в одноповерхових будівлях в районах сейсмічністю 8 балів при відстанях між стінами не більше 6 м в обох напрямках допускається влаштування дерев'яних перекриттів (покриттів). Балки перекриттів (покриттів) належить анкерувати в антисейсмічному поясі та влаштувати на них діагональний настил.

Покриття будівель варто проектувати з конструкцій, що максимально знижують їх вагу, використовуючи, наприклад, в металевих каркасах профільований настил і ефективні утеплювачі.



Міжповерхові перекриття в будівлях із металевими каркасами рекомендується виконувати переважно монолітними залізобетонними. У випадках застосування збірних залізобетонних перекриттів належить передбачати конструктивні протизсувні заходи (монолітні обв'язувальні пояси, шпоночні стики між панелями тощо), аналогічні тим, що рекомендуються для сейсмостійких будівель із залізобетонними каркасами.

Покриття і перекриття будівель, що об'єднують окремі елементи конструкції в просторовий каркас, повинні створювати жорсткий у своїй площині диск. Для збільшення жорсткості цього диска в покриттях із застосуванням сталевого профільованого настилу необхідно передбачати систему зв'язків у площині верхніх поясів ферм, у якій роль розпірок можуть виконувати прогони.

Жорсткість покриттів, виконуваних із сталевого профільованого настилу, належить забезпечувати за рахунок кріплення листів профільованого настилу в кожній хвилі до прогонів або до верхніх поясів кроквяних конструкцій. Між собою листи профільованого настилу необхідно скріплювати заклепками, крок яких не повинен перевищувати 250 мм.

#### 4.4 Перегородки, балкони, еркери, архітектурні елементи будівлі

Перегородки належить виконувати легкими, як правило, великопанельної або каркасної конструкції. Перегородки із дрібнорозмірних виробів (цегли, каменя із природних та штучних матеріалів, гіпсових плит тощо) можуть застосовуватися при сейсмічності 6,7 і 8 балів у будівлях до 9-ти поверхів, а при сейсмічності 9 балів – у будівлях до 5-ти поверхів.

Перегородки повинні бути прикріплені до вертикальних конструкцій будівель, а при довжині більше 3 м – і до перекриттів. Конструкція кріплення перегородок до несучих елементів будівлі повинна виключати можливість

передачі на них горизонтальних навантажень, що діють в їх площині, забезпечуючи при цьому їх стійкість із площини.

Для забезпечення незалежного деформування перегородок необхідно передбачати антисейсмічні шви уздовж вертикальних торцевих і верхніх горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається за максимальною величиною перекосу поверхів будівлі при дії розрахункових навантажень, але не менше 20 мм. Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом. Допускається виконувати перегородки підвісними з обмежувачем із їх площини. Міцність перегородок та їх кріплення із площини повинна бути підтверджена розрахунком.

Перегородки з цегли та каменя необхідно армувати на всю довжину не рідше ніж через 70 см за висотою, а перегородки з гіпсових плит не рідше ніж через два ряди арматурними стрижнями загальним перерізом у шві не менше 0,2 см<sup>2</sup>. Перегородки, міцність яких не відповідає результатам розрахунку на навантаження з площини, а також при величині нормального зчеплення в кладці менше 60 кПа (0,6 кг/см<sup>2</sup>), належить підсилювати армуванням у зовнішніх шарах штукатурки та введенням додаткового вертикального і горизонтального підсилення, з'єднаного з несучими конструкціями будівлі.

Винос балконів у будівлях з цегляними та кам'яними стінами не повинен перевищувати 1,5 м.

У районах сейсмічністю до 8 балів включно допускається влаштування еркерів з підсиленням утворених у стінах прорізів залізобетонними рамами та з встановленням металевих в'язей стін еркерів з основними стінами.

Між стінами шахти ліфтів, які не є ядрами жорсткості, та несучими конструкціями будівель повинні передбачатися деформаційні шви завширшки не менше подвоєного горизонтального переміщення будівлі та не менше 80 мм.

У покрівлях із дрібноштучних елементів (черепиця, тощо) необхідно передбачати кріплення кожного елемента до несучих конструкцій.

Оздоблення приміщень, призначених для постійного перебування в них

людей, рекомендується виконувати з легких матеріалів. Облицьовування стін та інших частин будівель допускається за умови їх кріплення анкерами. Оштукатурювання стель за наявності залізобетонних перекриттів забороняється. У житлових будівлях не рекомендуються фасади з використанням важких декоративних елементів, скульптурних оздоблень, карнизів і парапетів. У випадку необхідності їх улаштування вони повинні бути прикріплені до будівлі на основі окремого розрахунку.

#### 4.5 Особливості проектування залізобетонних конструкцій

При розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних та позацентрово стиснутих елементів граничну характеристику стиснутої зони бетону  $\zeta_R$  належить приймати за [5]. У позацентрово стиснутих елементах, крім колон багатоповерхових будівель, а також у стиснутій зоні згинальних елементів при розрахунковій сейсмічності 8 та більше балів хомути повинні ставитися за розрахунком і на відстанях:

- при  $f_{yd} \leq 400$  МПа (4000 кг/см<sup>2</sup>) – не більше 400 мм і не більше  $12\varnothing$  при в'язаних каркасах, і не більше  $15\varnothing$  – при зварних;

- при  $f_{yd} \geq 450$  МПа (4500 кг/см<sup>2</sup>) – не більше 300 мм і не більше  $10\varnothing$  при в'язаних каркасах, і не більше  $12\varnothing$  – при зварних, де  $\varnothing$  – найменший діаметр поздовжніх стиснутих стержнів.

При цьому поперечна арматура повинна забезпечувати закріплення стиснутих стрижнів від згинання в будь-якому напрямку.

Якщо загальне насичення позацентрово стиснутого елемента поздовжньою арматурою перевищує 3 %, хомути повинні встановлюватись на відстані не більше  $8\varnothing$  і не більше 250 мм.

У в'язаних каркасах кінці хомутів необхідно загинати навколо стержнів поздовжньої арматури та заводити в бетон не менше ніж на  $6\varnothing$  хомута.

У попередньо напружених конструкціях, які належить розраховувати на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічної дії, зусилля, що визначаються з умов міцності перерізів, повинні перевищувати зусилля, які сприймаються перерізами при утворенні тріщин, не менше ніж на 25 %. Не допускається застосовувати арматуру, для якої відносне подовження після розриву нижче 2 %. У конструкціях із натягуванням арматури на бетон напружувану арматуру належить розміщувати в закритих каналах, які у подальшому замоноличуються бетоном або розчином.

При сейсмічності 9 балів не допускається застосовувати арматурні канати і стержневу арматуру періодичного профілю діаметром більше 28 мм без спеціальних анкерів.

#### 4.6 Каркасні будівлі

У багатоповерхових каркасних будівлях системою, що сприймає горизонтальне сейсмічне навантаження, може слугувати просторовий каркас із жорсткими рамними вузлами, просторовий каркас із жорсткими рамними вузлами із заповненням, яке бере участь у сприйнятті сейсмічного навантаження, каркас із вертикальними в'язями, діафрагмами або ядрами жорсткості, безригельний каркас.

При розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів допускається застосування зовнішніх кам'яних стін і внутрішніх залізобетонних або сталевих рам. При цьому повинні дотримуватись вимоги, встановлені для кам'яних будівель. Висота таких будівель не повинна перевищувати 7 м.

В одноповерхових каркасних будівлях може застосовуватись каркас зі стояками, що защемлені в фундаментах, і шарнірно або жорстко з'єднані з прогоновими конструкціями. У каркасах зі сталевими колонами з'єднання стояків з фундаментами може бути шарнірним. У поздовжньому напрямку

каркаси можуть виконуватись із встановленням в'язей поміж стояками.

Жорсткість покриття забезпечується встановленням горизонтальних і вертикальних в'язей поміж фермами і ригелями, надійним закріпленням плит покриття і профільованого настилу до прогонових конструкцій.

Діафрагми, в'язі та ядра жорсткості повинні бути суцільними за всією висотою будівлі та розташовуватись в обох напрямках рівномірно та симетрично відносно її центра ваги.

В якості огорожувальних стінових конструкцій належить, як правило, застосовувати легкі навісні панелі. Допускається влаштування цегляного та кам'яного заповнення.

Застосування самонесучих стін із кам'яної кладки допускається при кроці пристінних колон не більше 6 м і при висоті стін 12, 9 і 6 м на майданчиках сейсмічністю 7, 8 і 9 балів відповідно.

Самонесучі стіни повинні мати гнучкі в'язі з конструкціями каркаса, що не перешкоджають горизонтальним зміщенням каркаса вздовж стін. Між поверхнями стін і колонами каркаса повинен передбачатися проміжок не менше 20 мм. Вздовж всієї довжини стін на рівні плит покриття і верху віконних прорізів та не більше ніж через 6 м за висотою в глухих стінах повинні передбачатись антисейсмічні пояси, з'єднані з каркасом будівлі гнучкими в'язями. При сейсмічності 9 балів самонесучі стіни належить виконувати каркасно-кам'яними. У місцях перетину поперечних стін із поздовжніми повинні влаштовуватись антисейсмічні шви на всю висоту будівлі.

Заповнення, яке бере участь у роботі каркаса, розраховується і конструюється як діафрагма. Ненесуче заповнення відокремлюється від елементів каркаса антисейсмічними швами.

Елементи збірних колон багатоповерхових каркасних будівель належить, за можливості, виготовляти висотою в декілька поверхів. Стики збірних колон повинні розташовуватись в зоні з найменшими згинальними моментами зі з'єднанням поздовжньої арматури ванною зваркою або парними накладками.

Центральна зона жорстких вузлів залізобетонних каркасів повинна бути підсилена допоміжним армуванням у вигляді зварних сіток, спіралей або замкнутих хомутів, що встановлюються за розрахунками. Якщо за даними розрахунку допоміжне армування не потрібне, то центральну зону вузла належить армувати конструктивно замкнутими хомутами зі стрижнів діаметром не менше 8 мм з кроком не більше 100 мм. Ділянки ригелів і колон, які прилягають до жорстких вузлів на відстані, що дорівнює полуторній висоті їх перерізу, повинні армуватися замкнутою поперечною арматурою (хомутами), встановленою за розрахунком, але не більше ніж через 100 мм.

У колонах рамних каркасів багатоповерхових будівель при сейсмічності 8 і 9 балів крок хомутів не повинен перевищувати  $0,5 \cdot h$  і не більше 300 мм, де  $h$  – найменший розмір сторони колони перерізу. Діаметр хомутів належить приймати не менше 8 мм. Товщину плит перекриттів безригельного каркаса треба приймати не менше 200 мм, клас бетону – не менше С15/20.

З'єднання робочої поздовжньої арматури в монолітних елементах повинно виконуватися:

а) у колонах і ригелях каркасних будівель – зварюванням; у 6- та 7-бальних зонах при діаметрі поздовжньої арматури до 22 мм допускається з'єднання внапуск без зварювання, але при цьому довжина перепуску арматури повинна бути на 25 % більше значень, наведених у [5], або стержні повинні закінчуватися анкерними деталями;

б) у діафрагмах каркасних будівель, плитах перекриттів, шахтах ліфтів та інших елементах – зварюванням, а в 6-, 7- і 8-бальних районах допускається з'єднання арматури діаметром до 22 мм внапуск без зварювання.

Сталеві колони багатоповерхових каркасів рамного типу належить проектувати замкнутого (коробчастого або круглого) перерізу, рівностійкого відносно головних осей інерції, а колони рамно-в'язевих каркасів – двотаврового, хрестового або замкнутого перерізів. Ригелі сталевих каркасів слід проектувати з прокатних або зварних двотаврів.

Стики колон необхідно відносити від вузлів рам і влаштовувати в зоні дії найменших згинальних моментів. У колонах рамних каркасів на рівні поясів ригелів повинні бути встановлені поперечні ребра жорсткості.

З метою зниження напружень у зварних з'єднаннях ригелів зі стояками опорні перерізи ригелів належить розвивати за рахунок збільшення ширини полук або влаштуванням вутів. Стики ригелів зі стояками допускається виконувати на високоміцних болтах. Для елементів, що працюють у пружно-пластичній стадії, повинні використовуватися маловуглецеві та низьколеговані сталі з відносним подовженням не менше 20 %.

#### 4.7 Будівлі з несучими стінами з монолітного залізобетону

Монолітні будівлі належить проектувати у вигляді перехресно-стінової системи з несучими або ненесучими зовнішніми стінами; вони можуть проектуватися ствольової конструкції з одним або декількома стволами.

Внутрішні поперечні та поздовжні стіни повинні з'єднувати між собою зовнішні поздовжні поперечні стіни відповідно і не повинні мати розривів та зламів у плані. Максимальна відстань між стінами не повинна перевищувати 7,2 м. У будівлях з ненесучими зовнішніми стінами необхідно передбачати не менше двох внутрішніх поздовжніх або поперечних стін.

Виступ зовнішніх стін у плані допускається до 4 м при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів, 2 м – при 9 балах. Перекриття можуть передбачатися монолітними, збірними та збірно-монолітними. Стіни лоджій повинні бути продовженням зовнішніх стін.

При розрахунку конструкцій належить перевіряти міцність горизонтальних і похилих перерізів глухих стін і простінків, вертикальних сполучень стін, нормальних перерізів у опорних зонах перемичок, перерізів у смузі між можливими похилими тріщинами та по похилій тріщині.

Належить передбачати конструктивне армування по полю стін вертикальною та горизонтальною арматурою з площею перерізу в кожній площині стіни не менше 0,025 % площі відповідного перерізу стіни, в перетинах стін, місцях різкої зміни товщини стіни, біля граней прорізів арматурою з площею перерізу не менше 2 см<sup>2</sup>.

Армування стін належить виконувати просторовими каркасами, встановленими вертикально або горизонтально та з'єднаними окремими стрижнями. При цьому діаметр вертикальної арматури при конструктивному армуванні повинен бути не менше 10 мм і крок не більше 900 мм, горизонтальної – діаметр не менше 6 мм, крок не більше 600 мм. Армування широких простінків може виконуватися діагональними каркасами.

З'єднання стрижнів і арматурних каркасів при бетонуванні конструкцій монолітних будівель допускається здійснювати в 7- і 8-бальних зонах при діаметрі стрижнів до 22 мм напуском, в зонах 9 балів – напуском з анкерними деталями на кінці. При діаметрі стержнів більше 22 мм з'єднання виконується за допомогою зварювання.

Перемички належить армувати просторовими каркасами та заводити їх за грань отвору за вимогами [5], але не менше ніж на 500 мм. Високі перемички можуть армуватися діагональними каркасами.

Вертикальні стикові з'єднання стін належить армувати горизонтальними арматурними стержнями, площа яких визначається розрахунком, але повинна бути не менше 0,5 см<sup>2</sup> на 1 п.м шва в будівлях до п'яти поверхів на 7- і 8-бальних територіях і не менше 1 см<sup>2</sup> на 1 п. м шва в інших випадках.

#### 4.8 Великопанельні будівлі



Великопанельні будівлі належить проектувати з поздовжніми та поперечними несучими наскрізними стінами. Поперечні та поздовжні стіни разом з перекриттями та покриттями утворюють єдину просторову систему, що сприймає сейсмічні навантаження. Виступи зовнішніх стін у плані не повинні перевищувати 3 м. Панелі стін і перекриттів належить передбачати розміром на кімнату. У будівлях з кроком поперечних стін більше 4,2 м допускається панелі перекриттів передбачати з двох елементів зі стикуванням між собою.

Армування стінових панелей належить виконувати двостороннім у вигляді просторовій каркасів або арматурних сіток. Площа вертикальної та горизонтальної арматури, що встановлюється на кожній площині панелі, повинна складати не менше 0,025 % площі відповідного перерізу стіни.

Товщина внутрішнього несучого шару багатошарових панелей повинна визначатися за результатами розрахунку та прийматися не менше 100 мм.

Вертикальні та горизонтальні стикові з'єднання панелей поздовжніх і поперечних стін між собою та з панелями перекриттів (покриттів) належить виконувати зварюванням арматурних випусків і закладних деталей або на болтах із замонолічуванням вертикальних і горизонтальних стиків дрібнозернистим бетоном. Усі торцеві грані стикування панелей стін і перекриттів (покриттів) належить виконувати з рифленими або зубчастими поверхнями. Глибина (висота) шпонок і зубів приймається не менше 4 см.

У місцях перетину стін повинна розміщуватися вертикальна арматура безперервна на всю висоту будівлі. Вертикальна арматура також повинна встановлюватися на гранях дверних і віконних прорізів та поповерхово стикуватися при регулярному розташуванні прорізів. Площа поперечного перерізу арматури, яка встановлюється у стиках і на гранях прорізів, визначається за розрахунком, але прийматися не менше 2 см<sup>2</sup>.

У місцях перетину стін допускається розміщувати не більше 60 % розрахункової кількості вертикальної арматури.

Рішення стикових з'єднань повинні забезпечувати сприймання

розрахункових зусиль розтягу та зсуву. Переріз металевих в'язей у стиках панелей (горизонтальних та вертикальних) визначається розрахунком, але їх мінімальний переріз повинен бути не менше  $1 \text{ см}^2$  на 1 п.м шва для будівель, які споруджуються в районах з сейсмічністю 7, 8 і 9 балів.

Вбудовані лоджії виконуються довжиною, яка дорівнює відстані між сусідніми несучими стінами. У будівлях на майданчиках сейсмічністю 8 і більше балів у площині зовнішніх стін в місцях розташування лоджій належить передбачати влаштування залізобетонних рам. У будівлях до 5 поверхів при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів допускається влаштування прибудованих лоджій з виносом не більше 1,5 м та зв'язаних металевими в'язями зі стінами.

#### 4.9 Будівлі зі стінами з великих блоків

Стінові блоки можуть бути виготовлені з бетонів, у том числі легких, а також з цегли або інших штучних матеріалів з використанням вібрування. Необхідна величина нормального зчеплення цегли (каміння) з розчином у блоках визначається розрахунком, але повинна бути не менше 120 кПа ( $1,2 \text{ кг/см}^2$ ). Стіни з великих блоків можуть бути:

а) дворядної та багаторядної розрізок; зусилля в швах сприймаються силами тертя та шпонками; кількість надземних поверхів у таких будівлях не повинна перевищувати трьох у 7-бальних зонах і одного у 8-бальних;

б) дворядної розрізки, які з'єднуються між собою за допомогою зварювання закладних деталей або арматурних випусків, або підсилені вертикальним ненапруженим або напруженим армуванням;

в) багаторядної розрізки, підсилені вертикальними залізобетонними включеннями.

Стінові блоки повинні бути армовані просторовими каркасами. Неармовані блоки допускаються в районах сейсмічністю 7 балів у будівлях

висотою до 3-х поверхів, а в районах сейсмічністю 8 балів – в 1-поверхових.

Антисейсмічні пояси в великоблочних будівлях можуть бути монолітними або збірно-монолітними з армованих блоків-перемичок. Блоки-перемички з'єднуються між собою в двох рівнях за висотою шляхом зварювання випусків арматури або закладних деталей із замонолічуванням.

На рівні перекриттів і покриттів, виконаних зі збірних залізобетонних плит, по всіх стінах повинні влаштовуватися антисейсмічні обв'язки з монолітного бетону, які об'єднують випуски арматури з торців плит перекриттів та випуски з поясних блоків.

Зв'язок між поздовжніми та поперечними стінами забезпечується ретельним бетонуванням вертикальних пазів прилеглих блоків, укладанням арматурних сіток у кожному арматурному шві та антисейсмічними поясами.

Стержні вертикальної арматури повинні бути встановлені на всю висоту будівлі в кутах, місцях зламів стін у плані та сполучення зовнішніх стін з внутрішніми, в обрамленні прорізів у внутрішніх стінах, по довжині глухих стін не більше ніж через 3 м, по довжині зовнішніх стін в обрамленні простінків.

При неперервному вертикальному армуванні поздовжня арматура пропускається через отвори в поясних блоках та стикується зварюванням. Пази в блоках у місцях улаштування вертикальної арматури повинні замонолічуватися бетоном на дрібному щебені класу не менше С12/15.

Вертикальна ненапружена арматура повинна встановлюватися переважно в тілі стінових блоків з їх торців та бути зв'язана з арматурою блоків. Вертикальна арматура з подальшим натягом повинна передбачатися з обов'язковим ін'єктуванням каналів високомарочними розчинами. Площа перерізу напруженої та ненапруженої вертикальної арматури визначається розрахунком, але повинна бути не менше 2 см<sup>2</sup>.

#### 4.10 Будівлі зі стінами з цегли або кам'яної кладки

В залежності від типу підсилення стіни можуть бути з цегляної (кам'яної) кладки; комплексної конструкції; каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні); підсилені вертикальним армуванням або попереднім напруженням.

Комплексні конструкції виконуються влаштуванням у кладці вертикальних залізобетонних включень (сердечників) або використанням тришарових стін, внутрішній шар яких із монолітного залізобетону.

Каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні) стіни передбачають підсилення монолітними залізобетонними колонами з використанням кладки як опалубки. Колони спільно з горизонтальними монолітними або збірно-монолітними поясами утворюють каркас з несучим заповненням із кладки.

Для кладки стін дозволяється застосовувати при сейсмічності 6, 7 і 8 балів – цеглу порожнисту або повнотілу марки не нижче 75, з отворами розміром до 16 мм, пустотністю до 20 %, з ненаскрізними пустотами до 60 мм. У 9-бальних зонах належить приймати тільки повнотілу цеглу. Використання керамічних каменів дозволяється тільки у 7-бальних зонах у будівлях до 2-х поверхів. Також застосовуються бетонні камені, повнотілі та порожнисті блоки з бетону (у тому числі з легкого густиною від 1200 кг/м<sup>3</sup>) марки 50 і вище та ін.

Перевірка міцності кам'яних стінових конструкцій повинна виконуватися на позацентровий стиск, зріз і на похилих перерізах у площині стіни на головні напруження розтягу. Внутрішню поздовжню стіну будівлі та крайні поперечні стіни належить виконувати без зламів.

Висота поверхів будівель з несучими стінами із штучної кладки, не підсилені залізобетонними включеннями, не повинна перевищувати при розрахунковій сейсмічності 7, 8 і 9 балів відповідно 5 м, 4 м і 3,2 м. При підсиленні кладки залізобетонними включеннями висоту поверху допускається приймати відповідно 6 м, 5 м, 4,2 м.

Співвідношення висоти поверху до товщини стіни має бути не більше 12.

На рівні перекриттів і покриттів, виконаних із збірних елементів, по всіх стінах без розривів повинні встановлюватися антисейсмічні пояси з монолітного

залізобетону з неперервним армуванням. Плити перекриттів (покриттів) повинні з'єднуватися з антисейсмічними поясами за допомогою анкерування випусків арматури або зварюванням закладних деталей. Антисейсмічні пояси верхнього поверху повинні бути зв'язані з кладкою вертикальними випусками арматури.

Необхідно влаштування стержневих випусків з кладки в залізобетонний пояс, а також із пояса в кладку, що лежить вище, при висоті пояса більше 40 см, та влаштування кріплень мауерлата і фронтонів. У будівлях з монолітними залізобетонними перекриттями, замуrowаними по контуру в стіни, у випадку опирання монолітного перекриття на всю товщину стіни антисейсмічні пояси в рівні цих перекриттів допускається не влаштовувати.

Антисейсмічний пояс (з опорною ділянкою перекриття) повинен улаштовуватися, як правило, на всю ширину стіни; у зовнішніх стінах завтовшки 500 мм і більше ширина пояса може бути менше на 100...150 мм. Висота пояса повинна бути не менше 150 мм і не менше товщини плити перекриття, клас бетону не нижче С12/15. Поздовжня арматура поясів встановлюється за розрахунком, але не менше 4Ø10 при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів і не менше 4Ø12 – при 9 балах.

У сполученнях стін у кладку повинні укладатися арматурні сітки загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше 1 см<sup>2</sup>, завдовжки не менше 120 см у кожний бік через 70 см за висотою при сейсмічності 7 і 8 балів і через 50 см – при 9 балах.

Ділянки стін над горищним перекриттям, які мають висоту більше 40 см, та фронтони повинні бути підсилені вертикальним армуванням або залізобетонними включеннями, закріпленими в антисейсмічному поясі.

У стінах комплексної конструкції сердечники повинні влаштовуватися в місцях сполучення стін, у віконних простінках, у місцях обрамлень дверних прорізів внутрішніх стін, на глухих ділянках стін кроком, який не перевищує висоту поверху. Сердечники повинні з'єднуватися з антисейсмічними поясами, анкеруватися за допомогою сіток у прилеглий кладці та виконуватися відкритими

не менше ніж з одного боку. Якщо залізобетонні включення виконуються на торцях простінків, то поздовжня арматура включень повинна бути з'єднана хомутами, укладеними в горизонтальних швах кладки.

Внутрішній залізобетонний шар тришарових стін повинен мати товщину не менше 100 мм і бетон класу не нижче С12/15. Зовнішні шари тришарових стін зв'язуються між собою горизонтальним армуванням. Перекриття та покриття повинні обпиратися на внутрішній залізобетонний шар стін.

У каркасно-кам'яних будівлях монолітні залізобетонні колони повинні виконуватись у місцях сполучень стін перерізом не менше  $40 \times 40$  см, відкритими не менше ніж з одного боку, з бетону класу не нижче С12/15. Відстань між колонами допускається не більше 8 м. Арматура колон повинна анкеруватися в поповерхових монолітних поясах і в фундаментах.

У будівлях з несучими стінами перші поверхи, які використовуються як приміщення, що вимагають великої вільної площі, належить виконувати із залізобетонних або сталевих конструкцій. Перемички повинні замуруватись у кладку на глибину не менше 350 мм. При ширині отвору до 1,5 м допускається замурування перемичок на 250 мм.

Дверні та віконні отвори в кам'яних стінах сходових кліток при розрахунковій сейсмічності 8 і 9 балів повинні мати залізобетонне обрамлення.

У будівлях на майданчиках сейсмічністю 9 балів виходи зі сходових кліток належить влаштовувати на дві сторони будівлі.

## НАПРЯМКИ НАУКОВОЇ ТА ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ У СФЕРІ ДИНАМІКИ СПОРУД

Сучасний стан розвитку динаміки споруд як науки відкриває нові горизонти в подальшому удосконаленні існуючих розробок, а також ставить подальші важливі питання у багатьох напрямках прикладних досліджень. Фундаментальними науковими темами є:

1. Теоретичні основи формоутворення, динамічного конструювання будівель і споруд для підвищення їх живучості при динамічних навантаженнях.

2. Створення динамічних моделей, розрахункових програм, а також принципів натурної діагностики стану та вибору конструктивних рішень сейсмозахисту будівель і споруд, розташованих у районах з природною та активною промислово-технологічною і транспортною (міською) сейсмікою.

3. Розробка принципів технічного обстеження та попередження надзвичайних ситуацій та катастроф, пов'язаних з аваріями будівель і споруд, у тому числі комп'ютерне моделювання надзвичайних ситуацій.

4. Дослідження біомеханічного взаємодії конструкцій будівель і споруд з рухомими людьми на динамічних моделях з виходом в завдання віброекології.

5. Вдосконалення машинобудівних об'єктів і систем на предмет зниження вібрації, зниження маси конструкції і підвищення ресурсу.

Проблемна наукова тематика також включає:

1) Аналіз динамічної взаємодії великопрольотних, трубопроводів і мостів, покриттів, високих веж і труб, каркасних споруд з нелінійною неоднорідною основою, рухомими навантаженнями, вітровими і сейсмічними впливами.

2) Гасіння коливань, віброізоляція обладнання, віброзахист об'єктів; віброекологія приміщень і територій; основи біомеханіки тіла людини.

3) Динаміка і формоутворення споруд, включаючи розвиток методів динамічного конструювання (МДК) і динамічного формоутворення (МДФ) (особливо необхідних для архітектурних і конструкторських спеціалізацій).

3) Неруйнівні методи контролю матеріалів і конструкцій, включаючи метод динамічної діагностики (МДД).

- 4) Сейсмостійкість споруд; віброізоляція споруд і обладнання.
  - 5) Віброекологія та віброзахист людини.
  - 6) Коливання будівельних машин, завантаження мостів і доріг.
  - 7) Діагностика, паспортизація, моніторинг і зонінг територій та споруд.
  - 8) Проблеми руху і коливань споруд та коригуючих пристроїв в режимі реального часу.
  - 9) Гасіння вібрації, у тому числі конструювання, розрахунок і випробування гасителів коливань або спеціальних вузлів і з'єднань.
  - 10) Діагностика, моніторинг і паспортизація технологічних машин, споруд і конструкцій, що взаємодіють з основами; проведення динамічних натурних і лабораторних випробувань.
  - 11) Альтернативні комп'ютерні моделі для уточнених статико-динамічних розрахунків складних складених механічних систем і процесів.
  - 12) Створення віброекологічних (за комфортом) і вібротехнологічних (за міцністю та жорсткістю) паспортів будівель і споруд при їх діагностиці.
- Крім того, актуальним є вирішення інженерно-практичних задач:
1. Розвиток та пошук нових різноманітних форм будівель і споруд (оригінальних і високотехнологічних за зовнішнім виглядом).
  2. Вдосконалення регіональних стандартів і норм проектування, обстеження, діагностики та випробувань конструкцій, будівель і споруд.
  3. Вивчення та експертиза універсальних обчислювальних комплексів, виявлення їх недоліків і розробка більш пристосованих до задач динаміки споруд блоків індивідуальних програм.
  4. Розробка методик проведення: 1) контролю якості матеріалів і конструкцій, будівель і споруд; 2) діагностики їх технічного стану; 3) моніторингу об'єктів будівництва; 4) зонування територій.

#### ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТІВ



Таблиця 5.1 – Завдання до самостійної роботи студентів

Параметр	№ варіанту									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Висота поверху, м	3,3	4,0	4,5	3,6	3,6	3,0	4,2	3,0	3,6	4,2
Кількість поверхів	10	6	8	5	12	7	9	16	14	4
Ширина прольоту, м	6,4	4,5	6,0	4,0	6,0	6,6	4,8	5,5	4,8	3,6
Кількість прольотів	4	3	6	4	6	4	5	4	5	7
Шаг колон, м	4,5	6,0	6,0	6,5	6,0	5,0	4,0	4,2	4,8	4,0
Довжина будівлі, м	45	30	36	26	48	25	24	16,8	24	28
Матеріал каркасу	М	ЗБ	М	ЗБ	М	ЗБ	М	ЗБ	М	ЗБ
Профіль колон	двут. 40К2	пр. 50х90	двут. 40К1	пр. 60х80	двут. 40К2	кв. 50х50	двут. 40К1	пр. 40х70	двут. 40К2	кв. 60х60
Профіль ригелів	двут. 40Ш2	пр. 50х70	двут. 40Ш1	пр. 40х60	двут. 50Ш1	пр. 50х60	двут. 40Ш1	пр. 40х60	двут. 40Ш1	пр. 60х90
Навантаження на перекриття, кН/м <sup>2</sup>	3,8	2,5	3,6	4,6	5,6	4,8	5,8	4,8	5,2	2,5
Навантаження на покриття, кН/м <sup>2</sup>	3,0	4,0	3,0	3,2	4,0	4,1	4,0	4,1	4,0	4,0
Навантаження від стін, кН/м <sup>2</sup>	1,7	1,6	2,2	1,6	1,7	1,6	1,8	1,6	1,6	1,6
Корисне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	3,0	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	3,0	2,0	1,5	1,5
Район будівництва	Азовське	Болград	Су-дак	Фео-досія	Уж-город	Сімфе-рополь	Гас-пра	Гур-зуф	Із-маїл	Севас-тополь
Сейсмічність, бали	7	9	8	8	7	7	8	9	7	8
Тип місцевості	ІІІ	ІІІ	ІІІ	І	ІІІ	І	ІІІ	ІІІ	І	ІІІ
Тип ґрунту за сейсмікою	ІІ	ІІІ	І	ІІ	ІІ	ІІ	І	І	ІІІ	ІІ

Таблиця 5.1 – Завдання до самостійної роботи студентів (завершення)

Параметр	№ варіанту									
----------	------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Висота поверху, м	4,2	4,0	3,6	3,0	6,0	3,3	4,5	3,6	3,0	3,6
Кількість поверхів	18	8	15	11	3	12	6	18	13	17
Ширина прольоту, м	7,2	5,0	7,2	9,0	6,0	6,0	4,8	5,5	5,6	5,5
Кількість прольотів	3	3	4	2	3	6	5	4	4	5
Шаг колон, м	6,0	4,0	5,5	5,0	5,5	6,0	5,0	4,5	4,8	4,5
Довжина будівлі, м	36	20	22	40	44	36	20	22,5	38,4	27
Матеріал каркасу	М	ЗБ	М	ЗБ	М	ЗБ	М	ЗБ	М	ЗБ
Профіль колон	двут. 40К1	кв. 50х50	двут. 40К2	пр. 50х70	двут. 40К2	кв. 60х60	двут. 40К1	кв. 50х50	двут. 40К2	кв. 70х70
Профіль ригелів	двут. 50Ш1	пр. 40х70	двут. 40Ш1	пр. 50х80	двут. 50Ш1	пр. 60х80	двут. 50Ш1	пр. 50х70	двут. 40Ш2	пр. 70х100
Навантаження на перекриття, кН/м <sup>2</sup>	6,8	5,2	4,0	4,8	4,8	4,8	2,5	3,8	3,0	7,0
Навантаження на покриття, кН/м <sup>2</sup>	4,0	3,6	3,2	3,0	3,6	4,0	4,0	3,0	3,5	4,1
Навантаження від стін, кН/м <sup>2</sup>	1,4	1,2	1,6	2,0	2,2	1,6	1,6	1,7	2,2	1,3
Корисне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	2,0	1,5	4,0	4,0	2,0	1,5	3,0	2,2	1,5	2,0
Район будівництва	Ялта	Джанкой	Керч	Одеса	Алушта	Іллічівськ	Кацевелі	Берегове	Форос	Чернівці
Сейсмічність, бали	8	6	8	7	8	7	8	7	9	6
Тип місцевості	ІІІ	ІІІ	І	ІІІ	І	І	ІІІ	І	ІІІ	ІІІ
Тип ґрунту за сейсмікою	ІІІ	ІІ	І	ІІІ	ІІ	ІІІ	ІІ	ІІ	І	ІІІ

**РОЗРАХУНОК БАГАТОПОВЕРХОВОЇ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ  
НА СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ ТА ДІЮ ВІТРУ**

Розглянемо алгоритм розрахунку багатоповерхової каркасної будівлі на сейсмічні впливи та дію вітру за допомогою ПК ЛПРА. Це завдання виконується у якості самостійної роботи на практичних заняттях з динаміки споруд у комп'ютерному класі протягом семестру та оформлюється у вигляді розрахунково-графічної або контрольної роботи.

Вихідні дані:

- будівля багатоповерхова каркасна з монолітного залізобетону;
- кількість поверхів – 7;
- висота поверху – 4,2 м;
- ширина прольоту – 6,0 м;
- кількість прольотів – 3;
- шаг рам – 6,0 м;
- переріз колон – 60 x 60 см;
- переріз ригелів – 40 x 50 см;
- навантаження від перекриття – 4,8 кН/м<sup>2</sup>;
- навантаження від покриття – 4,0 кН/м<sup>2</sup>;
- навантаження від стінового заповнення – 1,6 кН/м<sup>2</sup>;
- корисне навантаження на перекриття – 1,5 кН/м<sup>2</sup>.
- район будівництва – м. Феодосія;
- нормативна сейсмічність району – 8 балів;
- тип місцевості – I;
- тип ґрунту за сейсмічними властивостями – I.

Необхідно визначити динамічну реакцію будівлі, отримати головні форми власних коливань та їх частоти, прискорення коливань або динамічні переміщення, а також розрахункові сполучення динамічних зусиль.

## Постійні навантаження на раму каркаса

1. Постійні навантаження від власної ваги колон:

$$q_k = q_k^H * h_{пов} * \gamma_{fm} * \gamma_n = 0,9 * 4,2 * 1,05 * 0,95 = 3,77 \text{ кН}$$

2. Постійні навантаження від власної ваги стінового огороження:

$$q_{ст} = q_{ст}^H * B * h_{пов} * \gamma_{fm} * \gamma_n = 1,6 * 6,0 * 4,2 * 1,1 * 0,95 = 46,56 \text{ кН}$$

3. Постійні навантаження від перекриття на ригель:

$$q_{пер} = q_{пер}^H * B * \gamma_{fm} * \gamma_n = 4,8 * 6,0 * 1,1 * 0,95 = 30,096 \text{ кН}$$

4. Постійні навантаження від покриття на ригель:

$$q_{пок} = q_{пок}^H * B * \gamma_n = 4 * 6,0 * 1 = 24 \text{ кН}$$

5. Момент стінового огороження:

$$M_{ст} = q_{ст} * e_{ст} = 46,56 * 0,4 = 18,62 \text{ кН}$$

де  $e_{ст} = (h_{кол} + b_{ст})/2 = (0,6 + 0,2)/2 = 0,4$

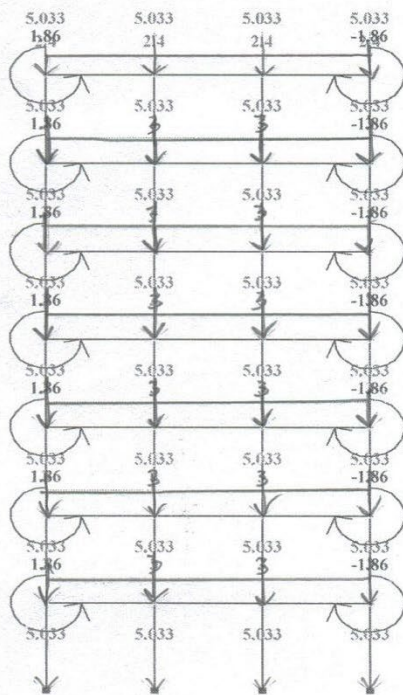


Рисунок 1 – Схема завантаження рами постійними навантаженнями.

6. Змінне навантаження від людей та устаткування на перекриття житлових та цивільних будівель:

$$q_{\text{кор}} = q_m * B * \gamma_{fm} * \gamma_n = 1,5 * 6,0 * 0,95 * 1,1 = 9.41 \text{кН}$$

При розрахунку розглядаємо завантаження рами через проліт та через поверх.

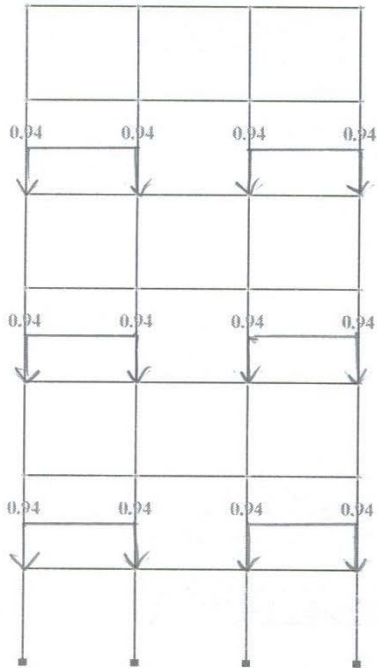


Рисунок 2 – Схема завантаження рами у крайніх прольотах по чотних поверхам навантаження від людей та устаткування.

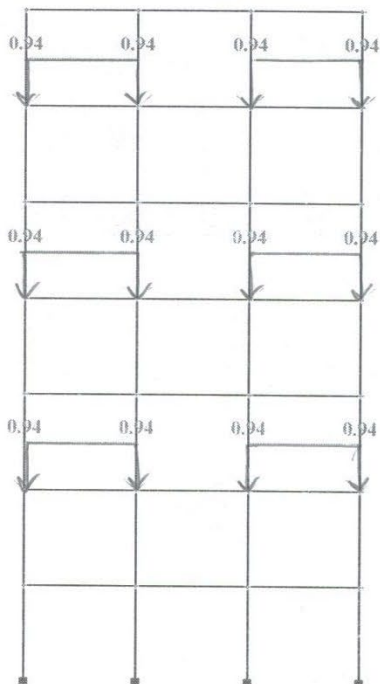


Рисунок 3 – Схема завантаження рами у крайніх прольотах по нечотним поверхам навантаження від людей та устаткування.

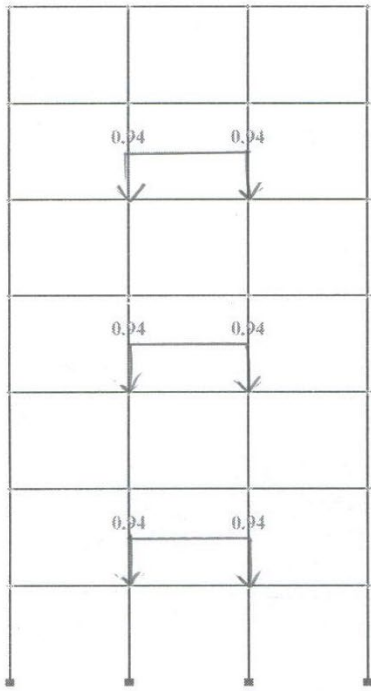


Рисунок 4 – Схема завантаження рами у середньому прольоті по чотним поверхам навантаження від людей та устаткування.

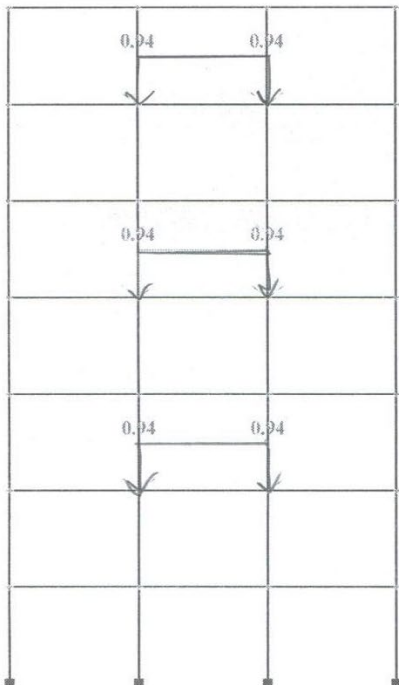


Рисунок 5 – Схема завантаження рами у середньому прольоті по нечотним поверхам навантаження від людей та устаткування.

### Снігове навантаження

$$S = S_0 * \mu * C_{alt} * C_e * B * \gamma_{fm} * \gamma_n = 1 * 1 * 1 * 1 * 6 * 1,14 * 1 = 6,84 \text{ кН/м}$$

де  $S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (табл.1, додаток 1),

$\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження (табл.2, додаток 1),

$\mu = 1$  (покрівля без ухилу),

$C_{alt} = 1, C_e = 1$ .

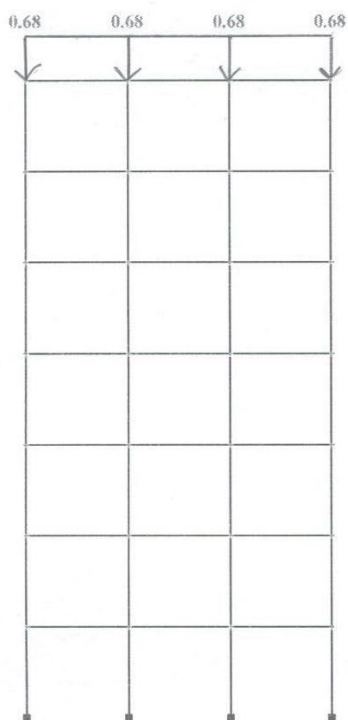


Рисунок 6 – Схема завантаження рами снігового навантаження.



## Вітрове навантаження

При розрахунку на вітрове навантаження міжповерхове перекриття приймаємо як тверді нестисливі у площинах диски, тому вітрове навантаження прикладаємо у кожен вузол каркасу будівлі. Навантаження приймаємо сумарним: активне та пасивне.

Зосереджені значення вітрового навантаження визначаємо за формулою:

$$W = W_0 * C_{aer} * C_d * C_{hi} * C_{alt} * C_{rel} * C_{dir} * B * h_i * \gamma_{fm} * \gamma_n$$

де  $W_0$  – характеристичне значення вітрового навантаження, приймається за табл.1 додаток 1.

$C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт.

$$C_{aer} = C_e + C_e' = 0,8 + 0,6 = 1,4;$$

$C_d$  – динамічний коефіцієнт, приймається за графіком (мал.1, додаток 1);

$C_{hi}$  – коефіцієнт, що враховує пере мінливість напору по висоті, приймається за табл.5 додаток 1;

$$C_{alt} = 1; C_{rel} = 1; C_{dir} = 1; C_d = 1.$$

де  $B$  – крок рам, м;

$h_i$  – висота вантажної зони для  $W_i$ ;

Проміжні значення  $C_h$  визначаємо за графіком.

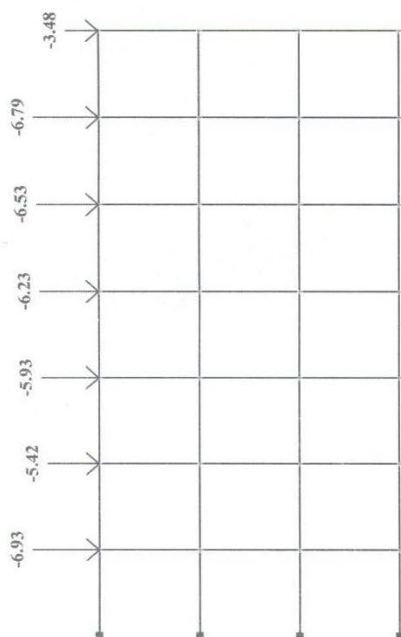


Рисунок 7 – Схема завантаження  
рами вітровим навантаженням.



Таблиця 1 – Значення вітрового навантаження залежно від висоти поверху у рамі каркасу.

$L_0, \text{ м}$	$h, \text{ м}$	$C_h$	$W_0, \text{ кН/м}$	$W_i, \text{ кН/м}$
4,2	6,3	2,3	0,5	69,37
8,4	4,2	2,7	0,5	54,29
12,6	4,2	2,95	0,5	59,32
16,8	4,2	3,1	0,5	62,34
21	4,2	3,25	0,5	65,36
25,2	4,2	3,38	0,5	67,97
29,4	2,1	3,47	0,5	34,89

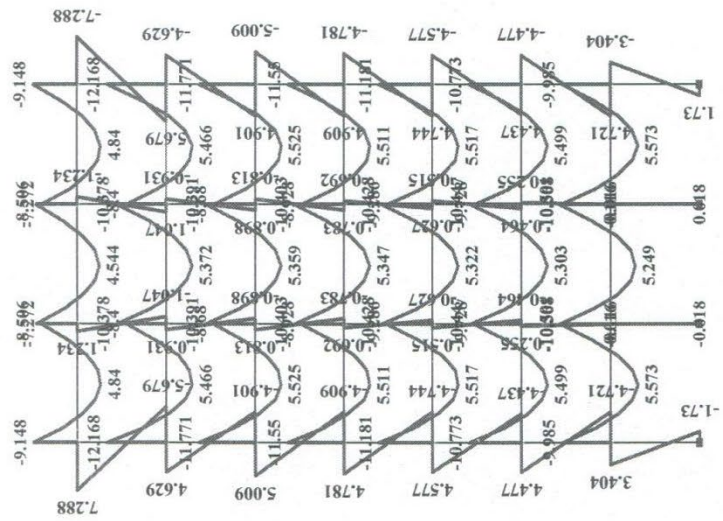


Схема 1 – Епора від постійних навантажень

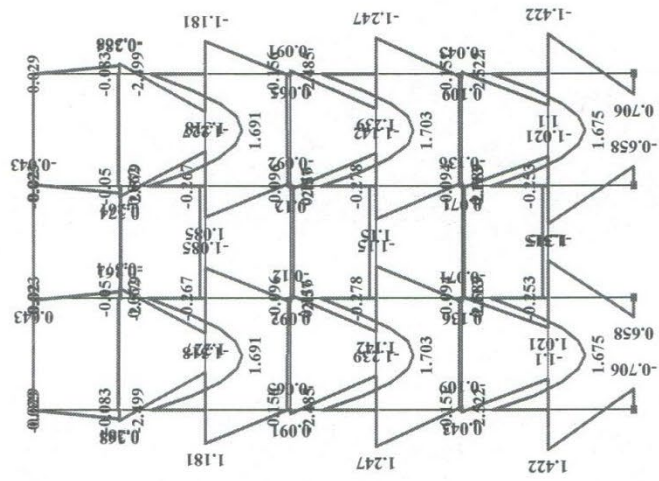


Схема 2 – Епора у крайніх прольотах по чотним

поверхам навантаження від людей та  
устаткування

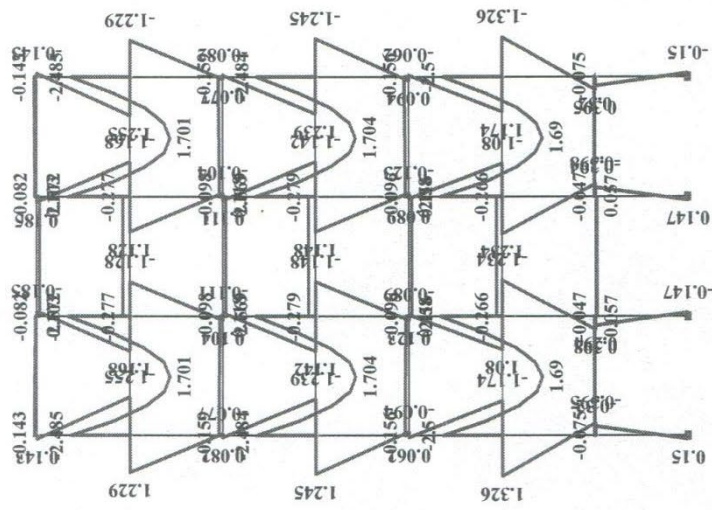


Схема 3 – Елора у крайніх прольотах по нечотним

поверхам навантаження від людей та

устаткування

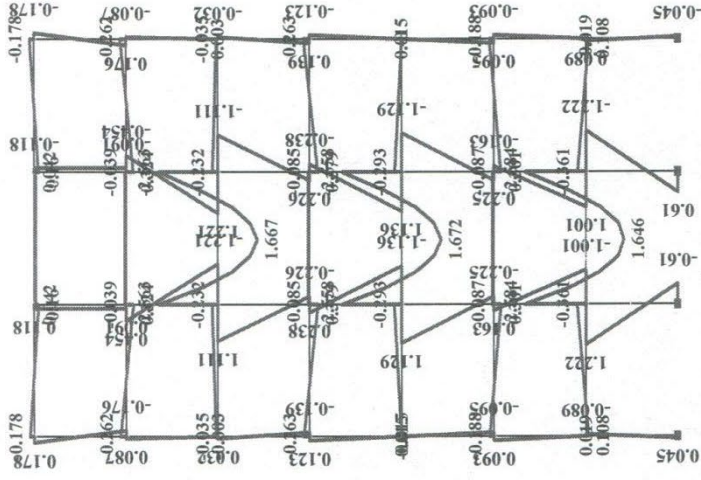


Схема 4 – Елора у середньому прольоті по чотним

поверхам навантаження від людей та

устаткування

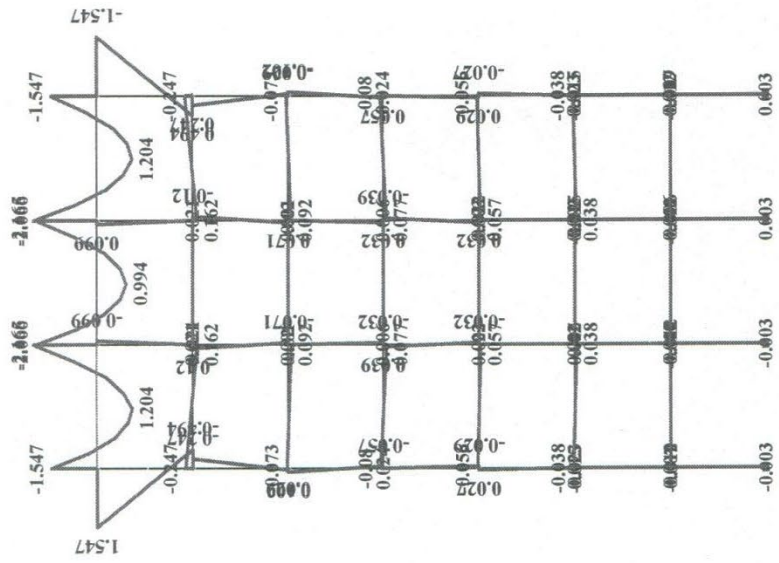


Схема 6 – Елюра від снігового навантаження

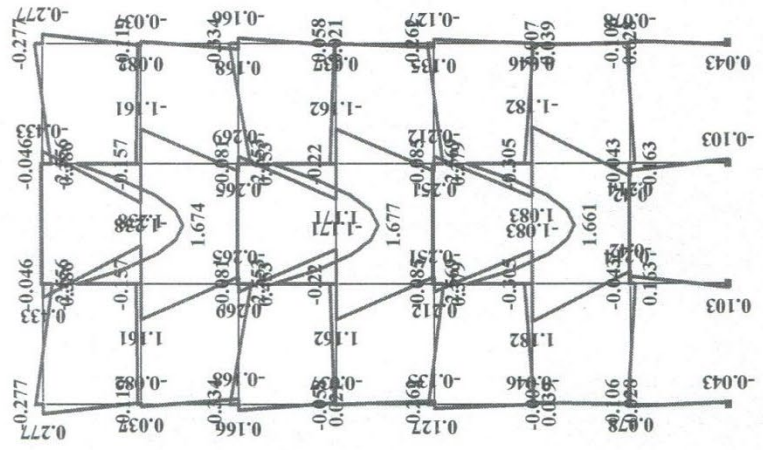


Схема 5 – Елюра у середньому прольоті по нечотним

поверхам навантаження від людей та  
устаткування



29 47	30 48	31 49	32
7	14	21	28
25 44	26 45	27 46	28
6	13	20	27
21 41	22 42	23 43	24
5	12	19	26
17 38	18 39	19 40	20
4	11	18	25
13 35	14 36	15 37	16
3	10	17	24
9 32	10 33	11 34	12
2	9	16	23
5 29	6 30	7 31	8
1	8	15	22
1	2	3	4

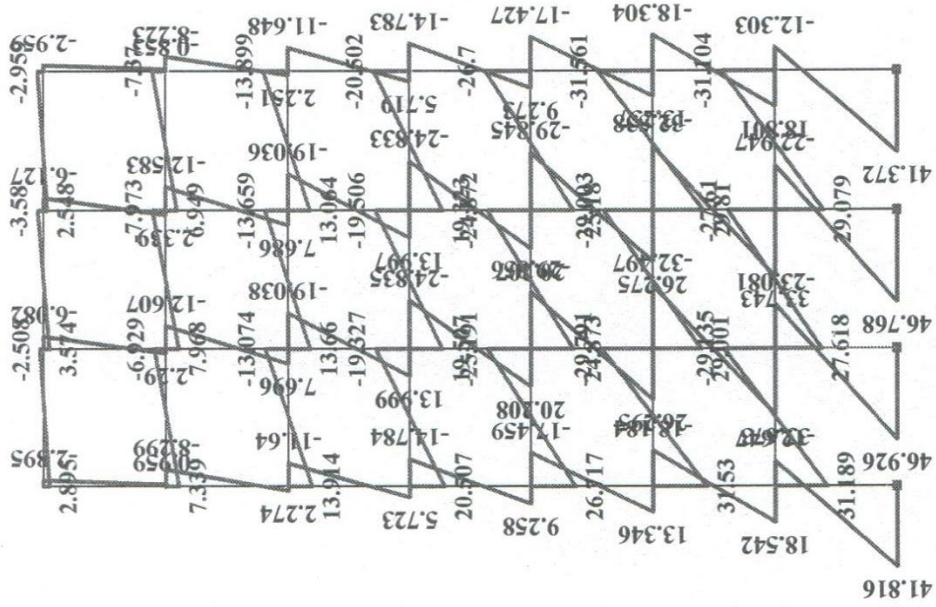


Схема 11 – Номера вузлів та елементів

Схема 7 – Епюра від вітрового навантаження

### Збір навантажень

Розрахунок зосереджених мас, вказаних на схемі:

$$G_1 = G_{\text{кк}} + G_{\text{пн}} = 799,75 + 112,86 = 912,61 \text{ кН},$$

$$G_{\text{кк}} = 3F_{\text{к}} + F_{\text{п}} + 2F_{\text{ст}} = 3 * 15,83 + 361,15 + 2 * 195,55 = 799,75 \text{ кН},$$

$$F_{\text{п}} = q_{\text{п}} * 2 * L = 30,096 * 2 * 6 = 361,15 \text{ кН},$$

$$F_{\text{ст}} = q_{\text{см}} * h_{\text{см}} = 46,56 * 4,2 = 195,55 \text{ кН},$$

$$F_{\text{к}} = q_{\text{к}} * h_{\text{ем}} = 3,77 * 4,2 = 15,83 \text{ кН},$$

$$G_{\text{пн}} = q_{\text{пол}} * 2 * L = 9,405 * 2 * 6 = 112,86 \text{ кН},$$

$$G_2 = G_{\text{кк}} + G_{\text{пн}} + G_{\text{сн}} = 799,75 + 112,86 + 82,08 = 994,69 \text{ кН},$$

$$G_{\text{сн}} = q_{\text{см}} * 2 * L = 6,84 * 2 * 6 = 82,08 \text{ кН}$$

Складаємо умовне завантаження, що відповідає особливому сполученню навантажень: постійне навантаження, навантаження від металу із коефіцієнтом 0,95 та тимчасове із коефіцієнтом 0,5.

$$\begin{aligned} G_1 &= 0,95 * q_{\text{к}} + 0,9 * q_{\text{см}} + 0,95 * q_{\text{пер}} * B/2 + 0,5 * q_{\text{нок}} * B/2 = \\ &= 0,95 * 0,377 + 0,9 * 4,656 + 0,95 * 3,009 * 6/2 + 0,5 * 2,4 * 6/2 = 16,72 \text{ м м} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_2 &= 0,95 * q_{\text{к}} + 0,95 * q_{\text{пер}} * B + 0,5 * q_{\text{нок}} * B = \\ &= 0,95 * 0,377 + 0,95 * 3,009 * 6 + 0,5 * 2,4 * 6 = 21,11 \text{ м м} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_3 &= 0,95 * q_{\text{к}} + 0,9 * q_{\text{см}} + 0,95 * q_{\text{пер}} * B/2 + 0,5 * q_{\text{см}} * B/2 = \\ &= 0,95 * 0,377 + 0,9 * 4,656 + 0,95 * 3,009 * 6/2 + 0,5 * 0,684 * 6/2 = 14,15 \text{ м м} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_4 &= 0,95 * q_{\text{к}} + 0,95 * q_{\text{пер}} * B + 0,5 * q_{\text{см}} * B/2 = \\ &= 0,95 * 0,377 + 0,95 * 3,009 * 6 + 0,5 * 0,684 * 6/2 = 18,53 \text{ м м} \end{aligned}$$



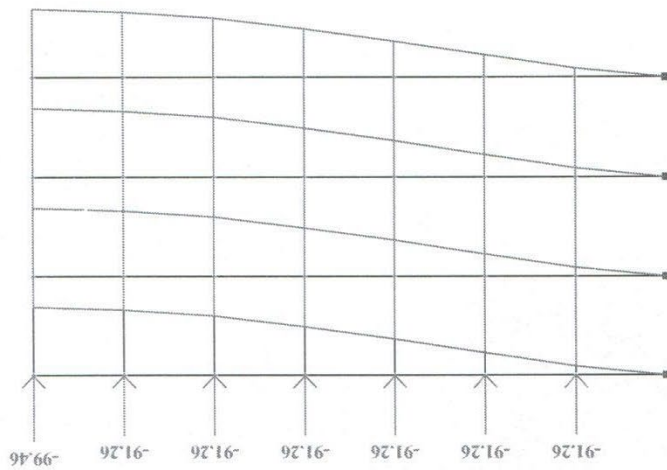


Схема 8.1 – Елора від вігрового навантаження динамічної складової першої форми коливань

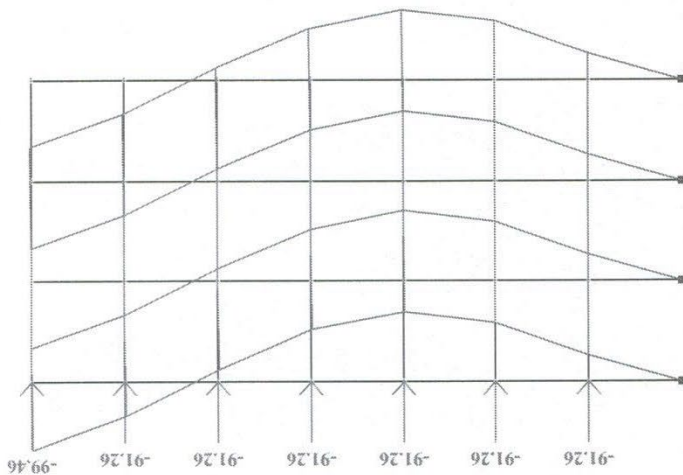


Схема 8.2 – Елора від вігрового навантаження динамічної складової другої форми коливань



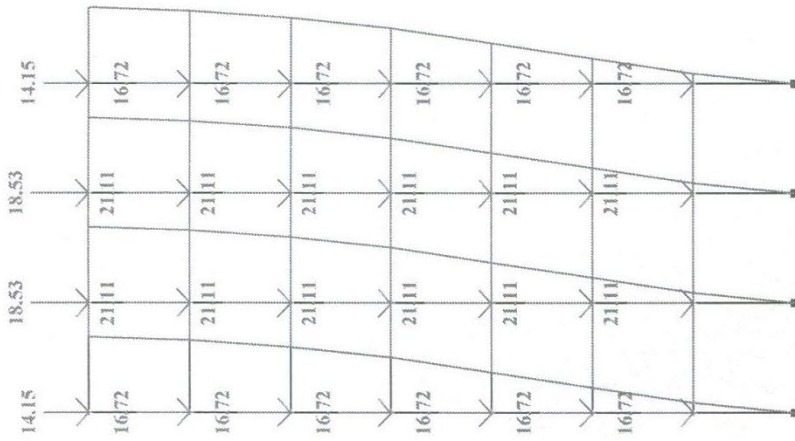


Схема 9.1 – Елора вертикальних переміщень  
першої форми коливань

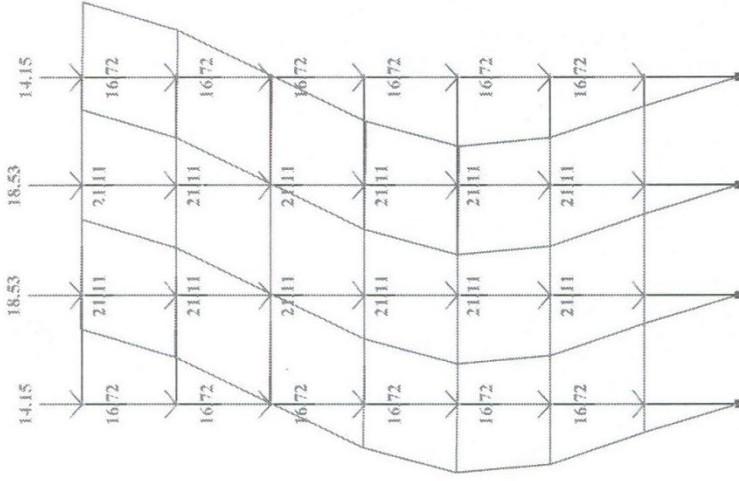


Схема 9.2 – Елора вертикальних переміщень  
другої форми коливань

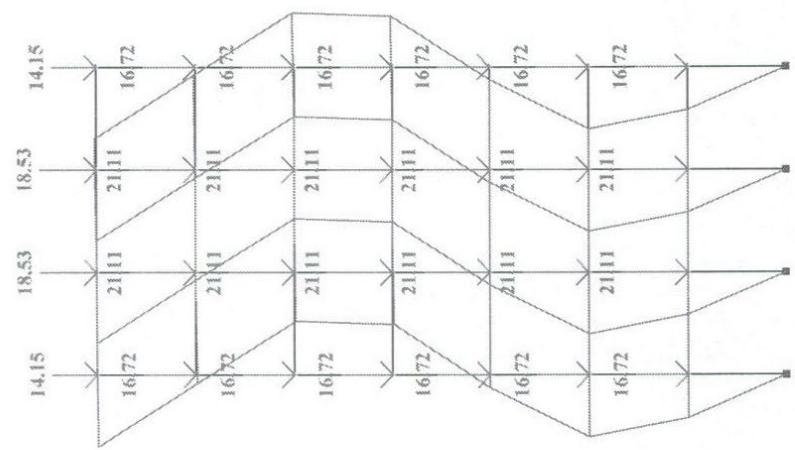


Схема 9.3 – Епора вертикальних переміщень  
третьої форми коливань

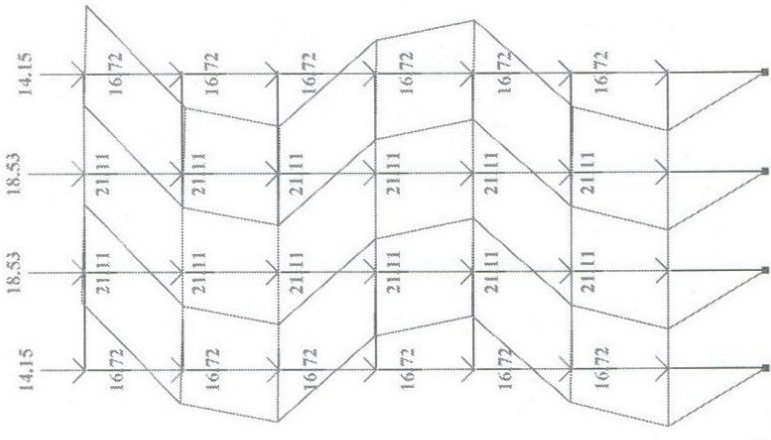


Схема 9.4 – Епора вертикальних переміщень  
четвертої форми коливань

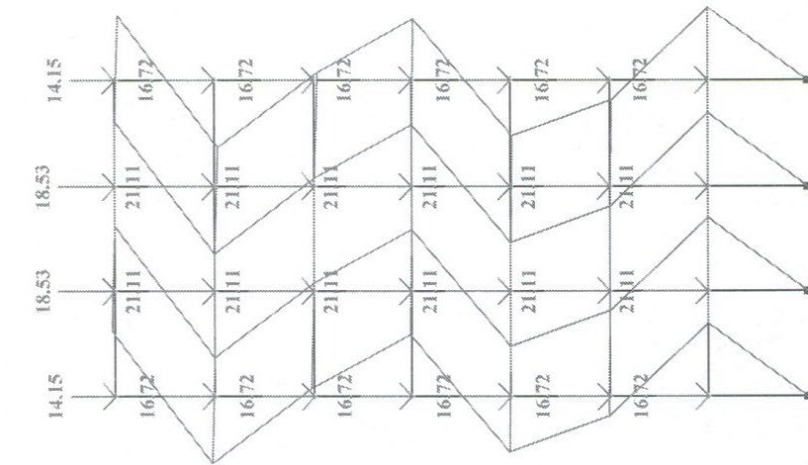


Схема 9.5 – Елюра вертикальних переміщень  
п'ятої форми коливань

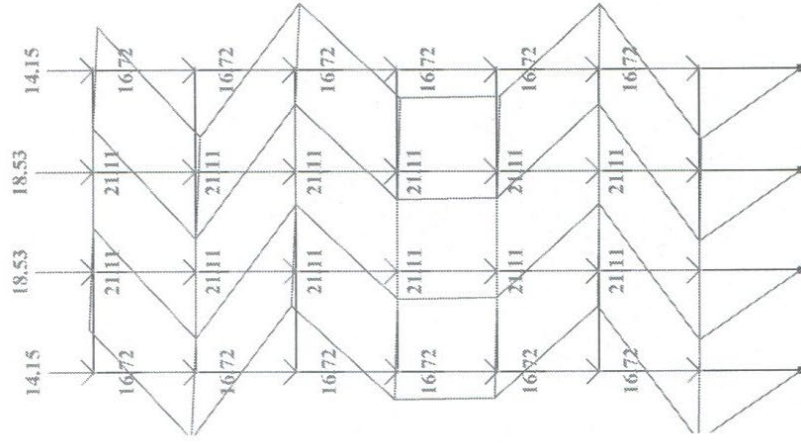


Схема 9.6 – Елюра вертикальних переміщень  
шостої форми коливань

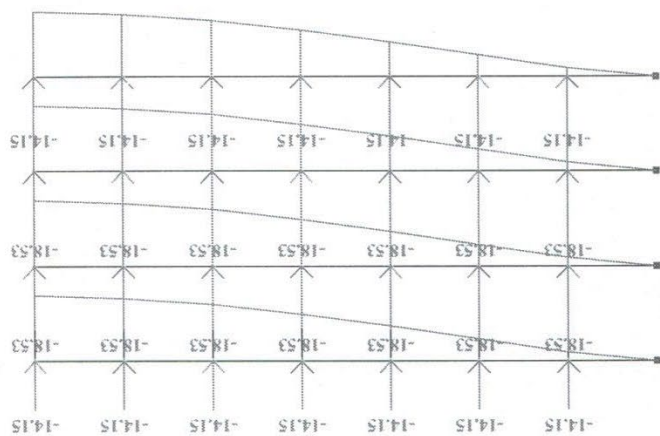


Схема 10.1 – Елюра горизонтальних переміщень  
першої форми коливань

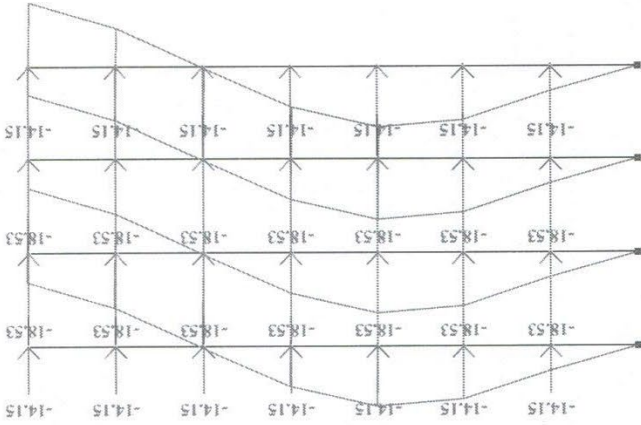


Схема 10.2 – Елюра горизонтальних переміщень  
другої форми коливань

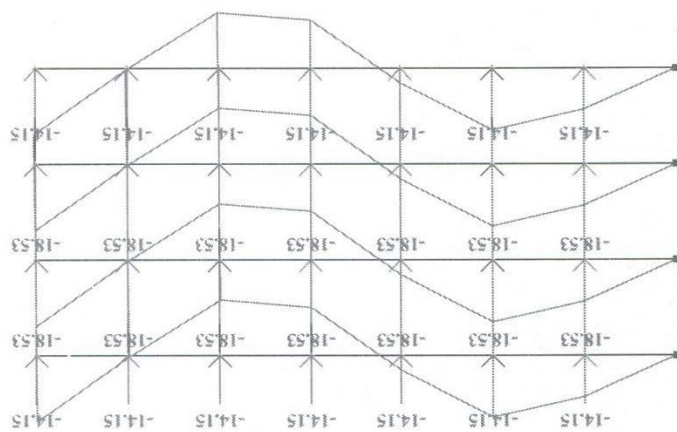


Схема 10.3 – Елюра горизонтальних переміщень  
 третьюї форми коливань

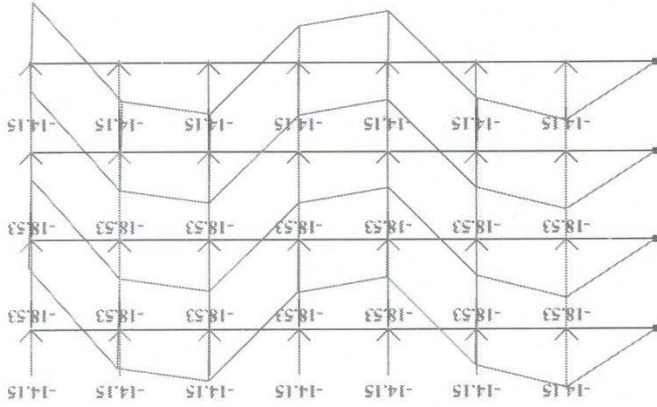


Схема 10.4 – Елюра горизонтальних переміщень  
 четвертої форми коливань



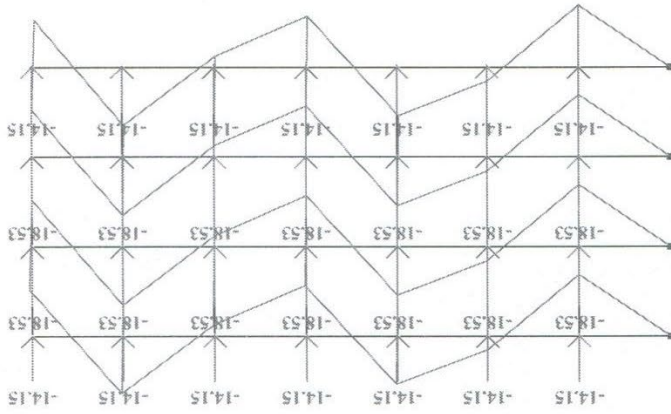


Схема 10.5 – Елюра горизонтальних переміщень  
п'ятої форми коливань

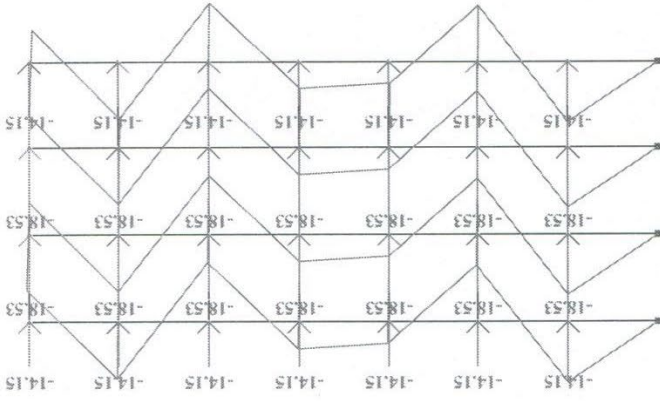


Схема 10.6 – Елюра горизонтальних переміщень  
шостої форми коливань

## КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ

1. Чому дорівнює частота коливань 1 Гц?
2. Яку кількість форм власних коливань зазвичай враховують у розрахунках?
3. На скільки категорій поділяються ґрунти за сейсмічними властивостями?
4. Що включає в себе особливе сполучення навантажень?
5. За якою формулою визначаються сумарні зусилля в конструкціях при сейсмічних розрахунках?
6. Які навантаження не входять в особливе сполучення навантажень?
7. Як визначається розрахункова сейсмічність майданчика будівництва?
8. З яким коефіцієнтом входить постійне навантаження від власної ваги металоконструкцій в особливе сполучення навантажень?
9. Що передбачає розрахунок конструкцій за II групою граничних станів?
10. З яким коефіцієнтом входять короткотривалі навантаження в особливе сполучення навантажень?
11. В якому місці визначають силу землетрусу за шкалою Ріхтера?
12. Які ґрунти відносяться до I категорії за сейсмічними властивостями?
13. Які навантаження не враховуються у особливому сполученні навантажень з урахуванням сейсмічного навантаження?
14. Як називається зона найбільшої сили сейсмічної хвилі на поверхні землі?
15. За якою формулою визначається кругова частота коливань?
16. Чим характеризується сила землетрусу в гіпоцентрі?
17. З яким коефіцієнтом входить снігове навантаження в особливе сполучення навантажень?
18. За якою картою визначають сейсмічність району для об'єктів масового

будівництва?

19. Що таке динамічний розрахунок?

20. Які ґрунти відносяться до III категорії за сейсмічними властивостями?

21. Яку характеристику визначає акселерограф?

22. За якою картою визначають сейсмічність району для особливо відповідальних об'єктів?

23. Чи допускаються остаточні деформації та локальні пошкодження конструкцій об'єктів масового будівництва при проектуванні будівель у сейсмонебезпечних зонах?

24. На яких умовах допускається зведення будівель при сейсмічності 5 балів?

25. За якою картою визначають сейсмічність району об'єктів підвищеного рівня відповідальності?

26. Які ґрунти відносяться до II категорії за сейсмічними властивостями?

27. У якій зоні характеризують силу землетрусу інтенсивністю в балах?

28. Від чого залежить сейсмічність майданчику?

29. Чи дозволяється зведення будівель, якщо сейсмічність майданчику більше 9 балів?

30. З яким коефіцієнтом входить постійне навантаження від власної ваги залізобетонних і кам'яних конструкцій в особливе сполучення навантажень?

31. Скільки форм коливань зазвичай враховують при спектральному методі розрахунку на сейсмічні дії?

32. Чому дорівнює максимальна магнітуда за шкалою Ріхтера?

33. За якою шкалою визначається інтенсивність землетрусів в Україні?

34. Від яких хвиль враховуються сейсмічні навантаження при розрахунку багатопверхових будівель?

35. До якої категорії за сейсмічними властивостями відносяться м'які ґрунти?

36. Яку характеристику визначає велосіграф?



37. Яку характеристику визначає сейсмограф?
38. До якої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями відносяться скельні породи?
39. З яким коефіцієнтом входять навантаження довготривалої дії до особливого сполучення навантажень?
40. Які ґрунти відносяться до IV категорії за сейсмічними властивостями?
41. Чому дорівнює максимальна інтенсивність землетрусу в балах?
42. Що таке декремент коливань?
43. При якій умові виникає ефект механічного резонансу будівельних конструкцій?
44. Якими питаннями займається віброекологія?
45. Що таке динамічне формоутворення та яка його мета?
46. За якими показниками нормуються допустимі значення параметрів шуму та вібрації у житлових і виробничих приміщеннях?
47. У яких документах наводяться гранично допустимі значення параметрів шуму та вібрації у житлових і виробничих приміщеннях?
48. Назвіть найбільш впливові динамічні дії на будівельні конструкції.
49. Назвіть найбільш впливові динамічні дії на організм людини.
50. За якими принципами формуються розрахункові моделі будівельних конструкцій, будівель і споруд при розрахунку на динамічні навантаження?

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ  
І РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Банах А. В. Моделювання динамічних впливів на систему «будівля – ґрунтова основа» в складних інженерно-геологічних умовах : [монографія] / А. В. Банах, В. А. Банах. – Запоріжжя: ЗДІА, 2012. – 186 с.
2. Банах В. А. Статико-динамические расчётные модели зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях : [монографія] / Банах В. А. – Запорожье: ЗГИА, 2012. – 322 с.
3. Казакевич М. И. Аэродинамика мостов / Казакевич М. И. – Днепропетровск: Акцент, 2012. – 188 с.
4. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення та монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
5. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
6. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
7. Проектування висотних житлових і громадських будинків : ДБН В.2.2-24:2009. – [Чинний від 2009-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 155 с.
8. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
9. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний з 2009-12-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.
10. Экспериментальная динамика сооружений: мониторинг транспортной вибрации : монографія / [Е. К. Борисов, С. Г. Алимов, А. Г. Усов и др.]. –

Петропавловск-Камчатский: КамчатГТУ, 2007. – 128 с.

11. Будівництво у сейсмічних районах України. Норми проектування : ДБН В.1.1-12:2006. – [Чинний від 2007-01-02]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 128 с.

12. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования : ДБН В.1.2-2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Минрегионстрой Украины, 2006. – 78 с.

13. Прогини і переміщення. Норми проектування : ДСТУ Б В.1.2-3-2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 30 с.

14. Кулябко В. В. Динамика конструкций, зданий и сооружений. Часть 1. Статико-динамические модели для анализа свободных колебаний и взаимодействия сооружений с основаниями и подвижными нагрузками : [учебное пособие для студентов специальностей «Промышленное и гражданское строительство» и «Городское строительство и хозяйство»] / Кулябко В. В. – Запорожье: ЗГИА, 2005. – 231 с.

15. ПК «Лира», версия 9. Программный комплекс для расчёта и проектирования конструкций : [справочно-теоретическое пособие / под ред. Городецкого А. С.]. – М.-К.: Факт, 2003. – 464 с.

16. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К.: ВПП «Компас», 2001.

17. Попов Н. А. Рекомендации по уточненному динамическому расчету зданий и сооружений на действие пульсационной составляющей ветровой загрузки / Попов Н. А. – М.: ЦНИИСК, 2000. – 45 с.

18. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Ч. II: Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах : ДБН В.1.1-5-2000. – [Чинний від 2000-07-01]. – Офіц. вид. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України : Держбуд України, 2000. – 84 с. – (Нормативний документ Держбуду України).

19. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації : ДСН 3.3.6.039-99 [Электронный ресурс]. – Режим доступа к ресурсу:

<http://mozdocs.kiev.ua/view.php?id=1862>

20. Петров А. А. Расчет сооружений на интенсивные ветровые воздействия / Петров А. А. – М.: АСВ, 1998.

21. Казакевич М. И. Введение в виброэкологию зданий и сооружений / М. И. Казакевич, В. В. Кулябко. – Днепропетровск: ПГАСА, 1996. – 200 с.

22. Вейнер Д. Вибрационные повреждения в промышленности и строительстве / Д. Вейнер, А. И. Цейтлин. – М.-Стокгольм, 1994.

23. Система стандартов безопасности труда. Вибрационная безопасность: общие требования : ГОСТ 12.1.012-90. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 12 с. – (Государственный стандарт СССР).

24. Система стандартов безопасности труда. Метод определения динамических характеристик тела человека при воздействии вибрации : ГОСТ 12.094-88. – М.: Госкомстандарт, 1989. – 21 с. – (Государственный стандарт СССР).

25. Поляков В. С. Современные методы сейсмозащиты зданий / Поляков В. С., Килимник Л.Ш., Черкашин А.В. – М.: Стройиздат, 1989.

26. Заборов В. И. Справочник по защите от шума и вибраций жилых и общественных зданий / В. И. Заборов, М. И. Могилевский. – К.: Будівельник, 1989.

27. Фундаменты машин с динамическими нагрузками : СНиП 2.02.05-87. – [Действителен от 1988-07-01]. – М.: Госстрой СССР, 1988.

28. Николаенко Н. А. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Н. А. Николаенко, Ю. П. Назаров. – М.: Стройиздат, 1988. – 312 с.

29. Рекомендации по виброзащите несущих конструкций производственных зданий. – М.: ЦНИИСК, 1988.

30. Арнольд К. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий / К. Арнольд, Р. Рейтерман : [пер. с англ.]. – М.: Стройиздат, 1987.

31. Диментберг Ф. М. Вибрация в технике и человек / Ф. М. Диментберг, К. В. Фролов. – М.: Знание, 1987. – 160 с.

32. Методические рекомендации по составлению карт вибрации жилой застройки № 4158-86 : [Электронный ресурс]. – Режим доступа к ресурсу: <http://document.org.ua/metodicheskie-rekomendacii-po-sostavleniyu-kart-vibracii-zhi-nor19169.html>

33. Мартемьянов А. И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах / Мартемьянов А. И. – М.: Стройиздат, 1985. – 252 с.

34. Руководство по оценке воздействия общей вибрации и вибрации зданий на тело и организм человека. Международный стандарт ISO : рег. № ИСО 2631-85. – М.: Издательство стандартов, 1985. – 17 с.

35. Методические рекомендации по измерению и гигиенической оценке вибрации в жилых помещениях № 2957-84. – М.: Минздрав СССР, 1984. – 14 с.

36. Санитарные нормы вибрации рабочих мест. – М.: Минздрав СССР, 1984. – 24 с.

37. Санитарные нормы допустимого шума в помещениях жилых и общественных зданий и на территории жилой застройки (принят 03.08.1984 г., № 3077-84) : [Электронный ресурс]. – Режим доступа к ресурсу: <http://pravo.levonevsky.org/baza/soviet/sss2805.htm>

38. Симиу Э. Воздействие ветра на здания и сооружения / Э. Симиу, Р. Сканлан. – М.: Стройиздат, 1984. – 360 с.

39. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости) / Поляков С. В. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.

40. Егупов В. К. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость / Егупов В. К., Егупов К. В., Лукаш Э. П. – К.: Будівельник, 1982. – 144 с.

41. Пановко Я. Г. Введение в теорию механических колебаний : [учебное пособие] / Пановко Я. Г. – М.: Наука, 1980. – 272 с.

42. Клаф Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен : [пер. с англ.]. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.

43. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. – М.:

Стройиздат, 1978.

44. Санитарные нормы допустимых вибраций в жилых домах : № 1304-75 / [утв. Глав. гос. санит. врач СССР 1975-06-11]. – 9 с.

45. Гольденблат И. И. Расчёт конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил / И. И. Гольденблат, Н. А. Николаенко. – М.: Госстройиздат, 1961. – 320 с.

46. Лаборатория социальных инноваций «Dynamics & Structures, Lab.» : [Электронный ресурс]. – Режим доступа к ресурсу: <http://www.dystlab.com>