



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**НАСТАНОВА ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬ
І СПОРУД НА ПРОСІДАЮЧИХ ҐРУНТАХ**

ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016

Київ
ДП "УкрНДНЦ"
2017

ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", ТК 304 "Захист будівель і споруд", ПК 7 "Інженерний захист територій, будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах"

РОЗРОБНИКИ: **І. Матвєєв**, канд. техн. наук (науковий керівник); **Ю. Мелашенко**, канд. техн. наук; **Ю. Слюсаренко**, канд. техн. наук; **Н. Анкянець**; **А. Шевченко**.

ЗА УЧАСТЮ:

ДП "НДІБК" (**К. Бабік**, канд. техн. наук; **Ю. Болотов**, канд. техн. наук).

ДП "НДІБВ" (**О. Галінський**, канд. техн. наук; **О. Чернухін**, канд. техн. наук; **С. Марчук**)

2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ:

наказ Міністерства регіонального розвитку від 02.07.2016 р. № 214, чинний з 2017-04-01

3 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

**Право власності на цей національний стандарт належить державі.
Забороняється повністю чи частково видавати, відтворювати задля
розповсюдження і розповсюджувати як офіційне видання цей національний
стандарт або його частини на будь-яких носіях інформації без дозволу
ДП "УкрНДНЦ" чи уповноваженої ним особи**

ДП "УкрНДНЦ", 2017

ЗМІСТ

	С.
1 Сфера застосування	1
2 Нормативні посилання	1
3 Терміни та визначення понять	2
4 Позначки та скорочення	5
5 Загальні положення з проектування об'єктів будівництва та забудови територій з просідаючими ґрунтами	5
6 Види споруд і особливості конструктивних рішень	8
7 Особливості інженерно-геологічних вишукувань для будівництва	9
8 Вихідні дані для проектування і розрахунків, класифікація умов будівництва	9
9 Основні принципи проектування і розрахунків будівель і споруд	15
9.1 Загальні вказівки	15
9.2 Вимоги до вибору проектних вирішень	16
9.3 Основні вимоги до розрахунків	18
10 Правила проектування	21
10.1 Каркасні об'єкти будівництва	21
10.2 Безкаркасні об'єкти будівництва	24
10.3 Інженерні споруди і трубопроводи	29
11 Проектування будинків і споруд на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах	31
11.1 Загальні вказівки	31
11.2 Основні вимоги до розрахунків	32
11.3 Вимоги до вибору проектних вирішень	34
11.4 Каркасні будівлі	34
11.5 Безкаркасні будинки	35
12 Конструктивні і геотехнічні заходи захисту щодо усунення або зменшення деформацій основ, складених просідаючими ґрунтами	36
12.1 Ущільнення просідаючих ґрунтів попереднім замочуванням, у тому числі з використанням глибинних вибухів	36
12.2 Регульоване замочування просідаючих ґрунтів	37
12.3 Ущільнення товщі ґрунтовими палями або армування вертикальними елементами підвищеної жорсткості	38
12.4 Стовпи і стрічки із закріпленого ґрунту	38
12.5 Пальові фундаменти у просідаючих ґрунтах	38
12.6 Прорізка товщі просідання підземними поверхнями	39
12.7 Часткове усунення властивостей просідання ґрунтів у верхній зоні основи і влаштування зворотних засипок	39
12.8 Водозахисні заходи	40
12.9 Раціональні галузі застосування різних способів підготовки основи та влаштування фундаментів	42
Додаток А	
Розрахункові схеми впливів від нерівномірних деформацій основи	47
Додаток Б	
Граничні деформації будівель і споруд сумісно з основою	52



Додаток В	
Особливості проектування будівель і споруд за необхідності їх вирівнювання в період експлуатації	56
Додаток Г	
Визначення коефіцієнтів жорсткості основ, складених просідаючими ґрунтами	58
Г.1 Осідання і просідання основи	58
Г.2 Коефіцієнти жорсткості основи при стиску	60
Г.3 Коефіцієнти жорсткості основи при зсуві	62
Г.4 Коефіцієнти жорсткості основи при динамічних навантаженнях	64
Г.5 Визначення модулів деформації ґрунтів	67
Додаток Д	
Особливості проектування на обводнених просідаючих ґрунтах	70
Додаток Е	
Особливості проектування просідаючих основ під існуючими будівлями і спорудами, які підлягають реконструкції або підсиленню	73
Додаток Ж	
Приклад розрахунку багатоповерхового житлового комплексу з підземним паркінгом, що проектується на просідаючих ґрунтах в сейсмічному районі	79
Ж.1 Рекомендована послідовність виконання робіт	79
Ж.2 Технічні рішення несучих конструкцій	79
Ж.3 Розрахункова модель і методика розрахунку	82
Ж.4 Результати розрахунків конструкцій	86
Бібліографія	94

ВСТУП

Цей стандарт розроблено у розвиток положень ДБН В.1.1-5:2017 "Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних і сейсмонебезпечних умовах будівництва. Загальні положення".

Стандарт поширюється на проектування і будівництво житлових, громадських та промислових об'єктів каркасного і безкаркасного типу незалежно від поверховості, що зводяться цегляним муруванням чи з штучних блоків, крупноблочного чи крупнопанельного збірного або монолітного залізобетону тощо, які зводяться на просідаючих ґрунтах, в тому числі в сейсмічних районах та зонах з динамічними впливами від важкого рухомого транспорту, будівельної техніки та вибухів.

У стандарті розкриті положення, які стосуються комплексу питань, а саме рекомендацій з вибору майданчика під забудову, застосування конструктивних чи/та геотехнічних заходів захисту від можливих негативних наслідків умов будівництва, вимог до розрахунків та проектування об'єктів тощо.

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**НАСТАНОВА ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД
НА ПРОСІДАЮЧИХ ҐРУНТАХ****РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
НА ПРОСАДОЧНЫХ ҐРУНТАХ****GUIDELINES FOR DESIGNING BUILDINGS AND STRUCTURES
ON SOIL SUBSIDENCE**

Чинний від **2017-04-01****1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ**

1.1 Цей стандарт установлює вимоги до проектування будівель і споруд (далі – об'єктів будівництва), які зводяться на просідаючих ґрунтах, в тому числі в сейсмічних районах та зонах з динамічними впливами від важкого рухомого транспорту, будівельної техніки та вибухів.

1.2 Стандарт не поширюється на проектування об'єктів будівництва, які будуються на біогенних, насипних, намивних, набухаючих, закарстованих, алювіальних та інших слабких ґрунтах.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті є посилання на такі нормативні акти та нормативні документи:

ДБН А.2.1-1:2008 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва

ДБН В.2.1-10-2009 Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування.

ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України.

ДБН В.1.1-3-97 Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення

ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування

ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-12:2008 Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки

ДБН В.1.2-14-2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В.2.2-15-2005 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення

ДБН В.2.2-24:2009 Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків

ДБН В.1.2-5:2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково – технічний супровід будівельних об'єктів.

ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва

ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 Настанова з проектування підпірних стін

ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014 Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд

СНИП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий (Споруди промислових підприємств)

СНИП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками (Фундаменти машин з динамічними навантаженнями)

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

У цьому стандарті використано такі терміни та визначення позначених ними понять:

3.1 просідаючий ґрунт

Зв'язний ґрунт переважно еолового походження, який містить більше ніж 50 % пилюватих часток, та характеризується високою пористістю, в основному, у виді макропор із вертикальною трубчастою будовою. При замочуванні водою просідає під навантаженням, легко розмокає і при водонасиченні переходить в пливунний стан.

3.2 товща просідання H_{sl}

Товщина шару просідаючих ґрунтів від його покрівлі до покрівлі шару ґрунтів непросідаючих.

3.3 осідання основи s , s_{el} , s_{pl}

Відповідно повні, пружні та залишкові вертикальні переміщення поверхні основи під фундаментами, які виникають при його навантаженні і розвантаженні за рахунок деформацій ґрунтів природної вологості w в межах стисливої товщі

3.4 горизонтальні переміщення основи u , u_{el}

Відповідно повні та пружні переміщення поверхні основи, що виникають від дотичних навантажень від фундаментів

3.5 просадочність ґрунтів ϵ_{sl}

Відносна стисливість зразків просідаючого ґрунту без можливості бокового розширення для заданого тиску при їх водонасиченості до ступеня вологості $S_r \geq 0,8$

3.6 просідання s_{sl}

Вертикальні переміщення поверхні ґрунтової товщі просідання в основі фундаментів та на прилеглий території забудови в результаті замочування ґрунтів, що виникають від сумарних напружень від власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження системи фундаментів за рахунок переміщень частинок ґрунту, які супроводжуються корінною зміною його структури

3.7 товщина зони просідання від зовнішнього навантаження $h_{sl,p}$

Верхня частина основи (деформована зона) від підшови фундаменту до глибини, на якій сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту перевищують значення початкового тиску просідання p_{sl}

3.8 товщина зони просідання від власної ваги ґрунту $h_{sl,g}$

Нижня частина основи, яка починається з глибини, на якій вертикальні напруження від власної ваги ґрунту перевищують значення початкового тиску просідання, і до нижньої межі товщі просідання

3.9 початковий тиск просідання p_{sl}

Мінімальний тиск, за якого проявляються властивості просідання ґрунту при його замочуванні до ступеня вологості $S_r \geq 0,8$

3.10 власна вага ґрунту

Сила тяжіння об'єму ґрунту, що розглядається.

3.11 просідання ґрунту від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$

Просідання основи від зовнішнього навантаження в межах товщини верхньої зони основи $h_{sl,p}$

3.12 просідання ґрунту від власної ваги $s_{sl,g}$

Просідання ґрунтової товщі в межах товщини нижньої зони просідання від власної ваги ґрунту $h_{sl,g}$

3.13 горизонтальні деформації поверхні ґрунту ε_u

Деформації стиску – розтягу, які виникають на поверхні ґрунтової товщі у межах криволінійної ділянки l при просіданні ґрунту від власної ваги $s_{sl,g}$

3.14 горизонтальні переміщення поверхні ґрунту u_{sl}

Горизонтальні переміщення поверхні ґрунтової товщі, які виникають у межах криволінійної ділянки l при просіданні ґрунту від власної ваги $s_{sl,g}$

3.15 майданчик об'єкта

Частина поверхні ґрунтової товщі на території забудови, що розташована під будинком або спорудою, в якій при дії напружень, що розподіляються, в результаті замочування ґрунтів виникають деформації просідання і (або) додаткові деформації непросідаючих ґрунтів

3.16 територія забудови

Частина поверхні ґрунтової товщі, що містить майданчик об'єкта, в межах якої виникають деформації просідання від власної ваги ґрунту і (або) додаткові деформації непросідаючих ґрунтів в разі їх замочування, що діють на конструкції, будинки і споруди

3.17 вертикальні напруження в товщі від власної ваги ґрунту σ_{zg}

Напруження на розрахунковій вертикалі основи, що виникають від власної ваги ґрунту

3.18 вертикальні нормальні напруження, які діють в основі від зовнішнього навантаження σ_{zp}

Напруження на розрахунковій вертикалі основи, які виникають від розподілених навантажень, що передаються системою фундаментів

3.19 сумарні вертикальні нормальні напруження, які діють в основі σ_z

Напруження від розподілених навантажень системи фундаментів і власної ваги ґрунту

3.20 товща стисливості H_c

Верхня частина основи від подошви фундаменту до глибини, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ або $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ в залежності від стисливості ґрунтів

3.21 глибина закладання фундаменту d

Відстань від рівня планування або природного рельєфу до подошви фундаменту

3.22 коефіцієнт мінливості стисливості ґрунтів основи α

Показник ступеня стисливості ґрунтів основи в плані будинку або споруди

3.23 розрахункова довжина криволінійної ділянки осідання поверхні ґрунту l при просіданні товщі від власної ваги $s_{sl,g}$

Ділянка поверхні ґрунтової товщі, на якій просідання від власної ваги ґрунту змінюється в межах від максимально можливої величини до нуля

3.24 нахил земної поверхні при просіданні ґрунтів від власної ваги i_{sl}

Тангенс кута нахилу земної поверхні, який є відношенням величини максимально можливого просідання від власної ваги ґрунту товщі $s_{sl,g}$ до довжини криволінійної ділянки осідання земної поверхні l

3.25 негативне тертя

Сили тертя, що виникають по бокових поверхнях паль, глибоких фундаментах або заглиблених спорудах і довантажують їх у випадку, коли просідання оточуючого ґрунтового середовища від власної ваги при його замочуванні перевищує осідання конструкцій

3.26 модулі деформації ґрунтів E і E_{el}

Відповідно модулі повних та пружних деформацій ґрунтів при стиску за умов їх природної вологості

3.27 коефіцієнти жорсткості основи C і D

Інтегральні характеристики нерівномірної стисливості і зсуву основи відповідно у вертикальному і горизонтальному напрямках на контакті з конструкціями фундаментів, які застосовуються при розрахунках будівель та споруд. Залежать від інтенсивності навантажень, форми та розмірів їх передачі на основу, деформаційних та властивостей міцності і вологості ґрунтів

3.28 крен будинку або споруди i_u та i'_u

Нахил будівлі, споруди чи їх частин, що виникає внаслідок впливу довантаження сусідніх фундаментів, неоднорідності ґрунтів основи, просідання, привантаження прилеглої території тощо

3.29 вирівнювання будівель і споруд

Сукупність технологічних прийомів, які застосовуються для відновлення проектного (експлуатаційного) положення об'єкта, що отримали наднормативні осідання або крен

3.30 комплекс заходів

Комплекс захисних інженерних заходів, що використовуються в будівництві об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах і містять часткове усунення властивостей просідання основи в верхній її частині, водозахисні заходи і підсилення конструкцій для сприйняття ними зусиль, що виникають при просіданні основи

3.31 ущільнений ґрунтовий шар

Штучно перетворений шар ґрунтової товщі основи об'єктів будівництва з метою зниження деформаційних і підвищення властивостей жорсткості і міцності просідаючих ґрунтів або їх заміни

3.32 водозахисні заходи

Комплекс інженерних заходів, які спрямовані на запобігання або зниження ймовірності замочування просідаючих ґрунтів в основі будівель і споруд.

3.33 шов деформаційний

Конструктивне рішення (елемент конструктивного захисту) у виді постійного вертикального наскрізного розрізу несучих конструкцій будівлі і споруди, що відділяє одну частину об'єкта від іншої і забезпечує незалежну роботу конструкцій при дії різних чинників (осідань, просідань, сейсмики, температури)

3.34 суфозійно-просідаючий зсув

Просідання і наступний плин ґрунтів на крутих схилах, які складені просідаючими ґрунтами при їх обводненні, під дією напружень від власної ваги ґрунту і гідродинамічних тисків, що в сумі перевищують значення початкового тиску просідання

3.35 граничні деформації будівель і споруд (відносна різниця осідань суміжних фундаментів, крен, середня або максимальна осадка)

Максимально допустимі для об'єкта даної конструктивної системи величини деформацій спільно з основою, перевищення яких може привести до порушення нормальної експлуатації, зниження комфортності мешкання або умов роботи людей, що в ньому перебувають, порушенню роботи технологічного обладнання, а також до зниження міцності та стійкості основних несучих конструкцій або переходу їх (або об'єкта в цілому) до аварійного стану

4 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

У цьому стандарті використано такі позначки:

- H_{sl} – товща просідання (3.2)
 s, s_{el}, s_{pl} – поверхні осідання основи (3.3)
 u, u_{el} – горизонтальні переміщення поверхні основи (3.4)
 ε_{sl} – просадочність ґрунтів (3.5)
 s_{sl} – просідання поверхні основи (3.6)
 $h_{sl,p}$ – товщина зони просідання поверхні основи від зовнішнього навантаження (3.7)
 $h_{sl,g}$ – товщина зони просідання ґрунтової товщі від власної ваги (3.8)
 p_{sl} – початковий тиск просідання ґрунту при замочуванні (3.9)
 $s_{sl,p}$ – просідання ґрунту основи від зовнішнього навантаження (3.11)
 $s_{sl,g}$ – просідання ґрунту від власної ваги (3.12)
 ε_u – горизонтальні деформації поверхні ґрунту (3.13)
 u_{sl} – горизонтальні переміщення поверхні ґрунту (3.14)
 σ_{zg} – вертикальні напруження в товщі від власної ваги ґрунту (3.17)
 σ_{zp} – вертикальні нормальні напруження, які діють в основі від зовнішнього навантаження (3.18)
 σ_z – сумарні вертикальні нормальні напруження, які діють в основі (3.19)
 H_c – товща стисливості (3.20)
 d – глибина закладання фундаменту (3.21)
 r – розрахункова довжина криволінійної ділянки осідання поверхні ґрунту при просіданні товщі від власної ваги (3.23)
 i_{sl} – нахил земної поверхні при просіданні ґрунтів від власної ваги (3.24)
 E і E_{el} – модулі деформації ґрунтів (3.26)
 C і D – коефіцієнти жорсткості основи (3.27)
 i_u та i'_u – крен будинку або споруди (3.28)
- У цьому стандарті використано такі скорочення:
НДС – напружено-деформований стан.
ТЕ – технічна експлуатація.
ТЕО – техніко-економічне обґрунтування.

5 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ З ПРОЕКТУВАННЯ ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА ТА ЗАБУДОВИ ТЕРИТОРІЙ З ПРОСІДАЮЧИМИ ҐРУНТАМИ

5.1 При проектуванні будівель і споруд нового будівництва для зведення на просідаючих ґрунтах застосовуються методи будівництва (геотехнічні заходи захисту), що повністю або частково усувають несприятливі дії деформацій просідання та/чи жорсткісних властивостей ґрунтів основи при їх замочуванні (прорізання товщ палями або глибокими фундаментами чи підземними поверхнями, ліквідація властивостей просідання ґрунтів основи шляхом їх заміни чи ущільнення і закріплення тощо). Поряд з цим передбачаються заходи захисту, які включають:

- раціональну забудову територій, що дає можливу перевагу майданчикам із більш сприятливими умовами будівництва;
- вертикальне планування території, яка забудовується, для запобігання можливому накопиченню атмосферних і талих вод і забезпеченню швидкого їх відведення і скидання у каналізацію або за межі території, яка підлягає забудові;

– передбудівельну інженерну підготовку будівельних майданчиків, яка знижує або усуває нерівномірні деформації основи і враховує можливість зміни рельєфу місцевості, рівня підземних вод;

– комплексні (загальномайданчикові та внутрішньооб'єктні) водозахисні заходи.

5.2 За неможливості здійснення будівництва з допомогою методів, що повністю виключають вплив деформацій просідання на будинки та споруди, передбачаються:

– конструктивні та архітектурно-планувальні заходи захисту, що забезпечують міцність і тривалу експлуатаційну придатність будівель і споруд і запобігають їх пошкодженню в процесі експлуатації;

– заходи, що забезпечують нормальну безаварійну експлуатацію зовнішніх і внутрішніх інженерних мереж, ліфтів та іншого інженерного обладнання при прояві нерівномірних деформацій основи;

– заходи, що компенсують і ліквідують нерівномірне осідання і крени будівель і споруд з допомогою різних методів їх вирівнювання.

Виконання зазначених засобів захисту повинно забезпечувати необхідні експлуатаційні якості будівель і споруд у залежності від їх призначення і групи капітальності, а можливі відхилення не повинні перевищувати величин, які допускаються за умовами експлуатації та усуваються при проведенні ремонтних робіт.

5.3 Проекти будівель і споруд, розроблені для звичайних ґрунтових умов будівництва, не можуть використовуватися для будівництва на просідаючих ґрунтах з неусунутою або з частково усунутою просадочністю без перевірки їх конструкцій розрахунком і переробки у відповідності з вимогами даного стандарту.

5.4 Принципово нові конструктивні вирішення будівель і споруд, а також способи підготовки їх основ і влаштування фундаментів на просідаючих ґрунтах допускається використовувати у масовому будівництві тільки після позитивних результатів їх експериментальної перевірки в натурних умовах та апробування у практиці проектування, будівництва та експлуатації.

5.5 До складу проектної документації включається розділ "Технічна експлуатація будинків" (ТЕ), який передбачає попередження порушень експлуатаційної придатності об'єкта у період строку його служби, а також забезпечення безперервної роботи інженерного обладнання.

Розділ ТЕ повинен містити паспорт об'єкта і вказівки щодо:

– прийняття в експлуатацію збудованого об'єкта, у тому числі проведення регулярних оглядів несучих та огорожувальних конструкцій;

– систематичного контролю стану водонесучих внутрішніх та зовнішніх мереж і водомістких споруд;

– спостереження за вологістю ґрунтів основи у приміщеннях з "мокрими" технологічними процесами, а також у місцях введів і випусків водонесучих комунікацій;

– виконання, за необхідності, робіт з виправлення кренів або нерівномірних осідань будинку або споруди і його ремонту.

До акта прийняття і передачі в експлуатацію завершеного будівництвом будівлі чи споруди повинна додаватись виконавча геодезична зйомка відміток реперів на об'єкті та прилеглий до нього території забудови.

5.6 У паспорт на запроектовані і зведені будівлю або споруду додатково до встановлених основних показників включають:

– опис конструктивної схеми об'єкта та прийнятих у проекті заходів захисту від просідань основи, а в сейсмічних районах – спільних заходів захисту від просідань і сейсміки;

– дані про величини і характер деформацій основи, на які розрахований і розроблений проект (у сейсмічних районах – дані про розрахункові сейсмічні впливи);

– величини навантажень, на які розраховувались конструкції будівлі, будинку чи споруди;

- вимоги до експлуатації об'єкта і вказівки щодо рекомендованих способів його вирівнювання у випадку виникнення наднормативних нерівномірних осідань фундаментів або кренів із зазначенням заходів щодо забезпечення експлуатаційних характеристик технологічного обладнання;
- схему вертикального планування території забудови із зазначенням шляхів поверхневого відведення і скидання атмосферних і талих вод;
- схему розміщення нерухомих реперів із зазначенням їх абсолютних відміток;
- схему зовнішніх і внутрішніх водонесучих мереж (водопроводу, каналізації та теплотрас) і місць розміщення запорних пристроїв на водоводах для швидкого відключення окремих трас або їх ділянок при аварії;
- метод рекомендованого моніторингу із зазначенням параметрів, які підлягають контролю (осідань, кренів, відносних зміщень по горизонталі і вертикалі окремих частин споруди, наприклад, відсіків багатопверхових будинків, елементів огорожі, конструктивних елементів).

5.7 Проекти будівель і споруд, призначених для будівництва на територіях, що характеризуються наявністю декількох несприятливих інженерно-геологічних чи гірничо-геологічних умов (просідання, підробка, сейсміка тощо.), розраховуються на дії деформаційних, силових, інерційних та інших факторів. При цьому враховуються дії та фактори в сполученнях згідно з цим стандартом, з використанням досвіду проектування та експлуатації в районі будівництва або в інших аналогічних за інженерно-геологічними, гірничо-геологічними та сейсмічними умовами регіонах.

Вибір будівельного майданчика, захист території і способи влаштування фундаментів повинні бути спрямовані на максимальне послаблення або виключення дії несприятливих факторів.

5.8 При проектуванні будівель і споруд на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах враховуються вимоги ДБН В.1.1-12 і додатково вимоги даного стандарту.

5.9 Майданчики, призначені під забудову, розташовують переважно поза водорозділами на ділянках з мінімальною глибиною товщ просідання або за наявності ґрунтів, властивості просідання яких ліквідовані повністю або частково природними або штучними замочуваннями. Використовують також ділянки, де товща просідання підстелюється малостисливими ґрунтами, що дозволяє застосовувати фундаменти глибокого закладання, у тому числі пальові.

5.10 Компоновка генеральних планів забудови повинна передбачати максимальне збереження природних умов стоку поверхневих вод. Розміщення будівель і споруд, які перегороджують відведення поверхневих вод, не допускається.

5.11 У випадках рельєфу місцевості у вигляді крутих схилів планування території, що забудовується, здійснюється терасами. Відведення води з терас виконують по кюветах, влаштованих у основі відкосів, а також по бистрині.

5.12 У разі, коли за умовами забудови планується будівництво на крутих схилах, складених просідаючими ґрунтами (з падінням шарів у бік схилу), рекомендується враховувати, що у них можуть розвиватися суфозійно-просідаючі процеси з утворенням зсувів – потоків:

- під час проведення будівельних робіт на раніше обводнених (у тому числі частково забудованих) схилах, коли підрізання схилу, його перевантаження відвалами порід або виймання котлованів нижче рівня підземних вод викликають витікання у котловани обводненого лесового ґрунту, що може супроводжуватись розвитком суфозійно-просідаючого зсуву на всій території забудови;

- у період експлуатації будівель і споруд і мереж із супутнім обводненням ґрунтів внаслідок витікання у ґрунт технологічних рідин і води з водонесучих мереж, тривалих злив, аварій водомістких споруд та водоймищ тощо.

Розвитку і активізації суфозійно-просідаючого зсуву можуть сприяти вібраційно-динамічні впливи від будівельних машин, важкого транспорту, що рухається, технологічного обладнання, промислових вибухів.

5.13 Проектування інженерних заходів щодо запобігання розвитку зсувних процесів на таких, що будуть забудовуватися, або на забудованих крутих схилах, які складені просідаючими ґрунтами, виконують згідно з ДБН В.1.1-3.

5.14 Об'єкти будівництва з мокрим технологічним процесом, як правило, розташовують у понижених частинах території, яка забудовується. На ділянках з високим розташуванням рівня підземних вод, а також на ділянках із дренажним ґрунтовим шаром, який підстелює товщу просідання, зазначені об'єкти будівництва рекомендується розташовувати на відстані від інших об'єктів будівництва, яка становить:

– на ґрунтових товщах, де відсутнє просідання від власної ваги, а також коли воно має місце, та за наявності водопроникних ґрунтів, що підстелюють товщу просідання, – не менше ніж 1,5 товщини шару просідання;

– на ґрунтових товщах, де можливе просідання від власної ваги, за наявності водонепроникних підстелюючих ґрунтів – не менше ніж трикратної товщини шару просідання (але не більше ніж 40 м).

5.15 Прокладання автомобільних шляхів та залізничних колій по території, яка забудовується, рекомендується без влаштування насипів. У випадках, коли влаштування насипів за умовами трасування шляхів не може бути виключене, їх бровки розташовують на відстанях від об'єкта будівництва не менше ніж 1,5 товщини шару просідання при забезпеченні швидкого та безпечного відведення всіх видів поверхневих вод. При цьому, рекомендується не допускати переходу просідаючих ґрунтів в гіршу категорію.

5.16 Розміщення об'єктів будівництва не допускається біля відкосів балок, ярів або штучних виїмок, а також біля магістральних каналів та водоймищ у зоні на відстані, що становить п'ятикратну товщину шару просідання. В окремих випадках будівництво у цій зоні може бути дозволено лише після встановлення сталого рівня фільтруючих вод у магістральних каналах та водоймищах.

5.17 За ґрунтових умов, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, а також на майданчиках із групою складності умов будівництва І-В відстані від постійних джерел замочування до об'єктів будівництва можуть прийматися такими, як для звичайних ґрунтових умов.

5.18 При розробленні проектів захисту об'єктів будівництва від деформацій на просідаючих територіях, що зведені або зводяться на прилеглих майданчиках, передбачають комплексні водозахисні заходи для запобігання чи зниження ймовірності замочування ґрунтів, їх основ і контролю за станом водонесучих мереж, водонаповнених споруд та споруд із мокрим технологічним процесом з можливістю їх огляду і ремонту.

5.19 При розробленні детальних планів освоєння нових територій, складених товщами просідання, з метою максимального зниження вартості будівництва передбачають їх передбудівельну підготовку шляхом усунення властивостей просідання ґрунтів у межах потужності товщі попереднім замочуванням, у тому числі з використанням глибинних вибухів. Якщо до початку будівництва не досягнуто повної стабілізації осідання основи, розрахунок і проектування об'єктів будівництва виконують, як на частково консолідованих водонасичених ґрунтах підвищеної стисливості (додаток Б).

6 ВИДИ СПОРУД І ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ

6.1 Стандарт поширюється на проектування будівель і споруд, які зводяться на просідаючих ґрунтах, в тому числі в сейсмічних районах та зонах з динамічними впливами від важкого рухомого транспорту, будівельної техніки та промислових вибухів.

6.2 Стандартом передбачено проектування і будівництво житлових, громадських та промислових об'єктів каркасного і безкаркасного типу незалежно від поверховості, що зводяться цегляним муруванням чи з штучних блоків, крупноблочного чи крупнопанельного збірного або монолітного залізобетону.

Для сприйняття негативних впливів стандарт передбачає застосування конструктивних або геотехнічних захисних заходів захисту.

7 ОСОБЛИВОСТІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ВИШУКУВАНЬ ДЛЯ БУДІВНИЦТВА

7.1 При проектуванні об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах, крім загальноприйнятих вихідних даних для звичайних умов будівництва, які визначаються при природній вологості ґрунтів згідно ДБН А.2.1-1, необхідно досліджувати для подальшого використання в підготовці вихідних даних до розрахунків наступне:

- значення питомої ваги ґрунту γ при його насиченні водою до ступеня вологості $S_r \geq 0,8$ та з урахуванням зваженої дії води, які використовуються відповідно у зонах локального замочування та підйому рівня підземних вод, що прогнозується;
- значення характеристик міцності ґрунтів – кута внутрішнього тертя ϕ та питомого зчеплення c при $S_r \geq 0,8$, внаслідок чого знижуються розрахунковий та граничний опори ґрунтів основи фундаментів у зоні замочування;
- просадочність ґрунтів основи ε_{sl} , яка визначається у діапазоні діючих сумарних напружень від власної ваги ґрунту і навантажень, які передаються системою фундаментів при їх замочуванні до $S_r \geq 0,8$;
- початковий тиск просідання ґрунтів p_{sl} при $S_r \geq 0,8$.

8 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНКІВ, КЛАСИФІКАЦІЯ УМОВ БУДІВНИЦТВА

8.1 До складу вихідних даних, необхідних для вибору інженерних рішень при проектуванні об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах, включаються: матеріали інженерно-геологічних та гідрогеологічних вишукувань на майданчику будівництва:

- архітектурно-планувальні рішення об'єктів будівництва, що проектуються;
- генеральний план ділянки будівництва;
- ситуаційний план району будівництва;
- схеми існуючих водонесучих комунікацій;
- відомості про можливі засоби будівництва і підготовки основ, що застосовуються в районі будівництва;
- дані про деформації існуючих об'єктів будівництва у районі забудови.

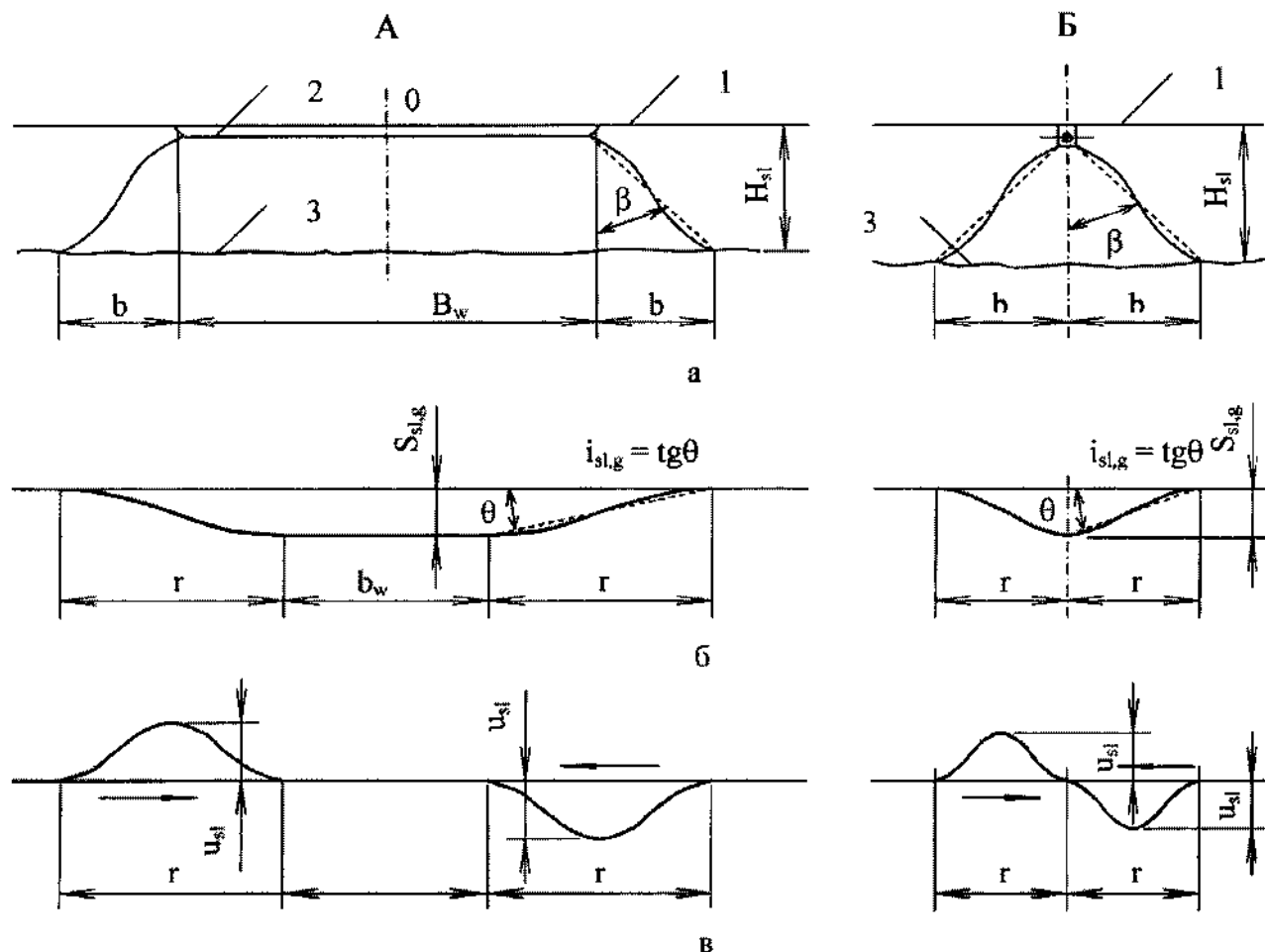
8.2 При проектуванні об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах, крім загальноприйнятих вихідних даних для звичайних умов будівництва, які визначаються при природній вологості ґрунтів, згідно з якими визначаються їх сумісні деформації з основою (осідання s_0 , нахили i_0 , різниця осідань суміжних фундаментів та деформації конструкцій) в залежності від розмірів та розташування локальних джерел можливого замочування ґрунтів основи з поверхні або при прогнозованому підйомі рівня підземних вод в межах території забудови, на підставі досліджень за пунктом 7.1 підраховуються і в подальшому використовуються в підготовці вихідних даних до розрахунків (рисунок 8.1):

- нерівномірна стисливість основи, додаткові відносна різниця осідань фундаментів та крен будинку або споруди $i_{sl,p}$ внаслідок нерівномірних просідань ґрунту $s_{sl,p}$ від сумарних напружень, що виникають при дії навантажень системи їх фундаментів та поблизу розташованих об'єктів;
- просідання поверхні основи $s_{sl,g}$ від власної ваги ґрунту в межах товщі просідання H_{sl} на території забудови та спричинені нею додаткові викривлення (нахил) земної поверхні $i_{sl,g}$ в межах розрахункової довжини криволінійної ділянки r , що діють на конструкції;
- відносні горизонтальні деформації розтягу або стиску поверхні ґрунтової товщі ε_u , спричинені просіданням від власної ваги ґрунту, які приводять до горизонтальних переміщень земної поверхні u_{sl} в межах розрахункової довжини криволінійної ділянки r .
- додаткові осідання поверхні основи s_d , спричинені деформаціями непросідаючих шарів ґрунту, якщо замочування призводить до зниження їх модулів деформації та додаткових кренів будинку або споруди.

Параметри деформування земної поверхні при просіданні ґрунтів, які подані на рисунку А.1 для локальних майданчикowego та точкового джерел замочування, розташованих біля поверхні землі,

визначаються розрахунковим шляхом за даними інженерно – геологічних вишукувань згідно з додатком А.

При використанні методів підготовки основи згідно з розділом 12 цього стандарту вказані параметри відповідним чином відкориговуються з урахуванням застосованого способу ліквідації властивостей просідання ґрунтів.



А – майданчикове джерело замочування; Б – точкове джерело замочування; а – поперечний розріз зони зволоження; б – крива просідання поверхні ґрунту; в – криві горизонтальних переміщень поверхні ґрунту; 1 – положення земної поверхні; 2 – площа замочування; 3 – нижня межа розтікання води; B_w – ширина площі, що замочується; b_w – ширина горизонтальної ділянки просідання; β – кут розтікання води; H_{sl} – товща просідання; r – розрахункова довжина криволінійної ділянки просідання від власної ваги ґрунту; $i_{sl,g}$ – нахил земної поверхні; b – ширина зони розтікання води; u_{sl} – горизонтальні переміщення земної поверхні

Рисунок 8.1 – Характер розвитку деформацій земної поверхні у межах воронки просідання

8.3 При проектуванні об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах рекомендується виходити з принципової розрахункової схеми просідаючої основи, яка включає зони просідання: верхню $h_{sl,p}$ (від зовнішнього навантаження), нижню $h_{sl,g}$ (від власної ваги ґрунту) та розрахункову довжину криволінійної ділянки просідання земної поверхні від власної ваги ґрунту (рисунки 8.1, 8.2).

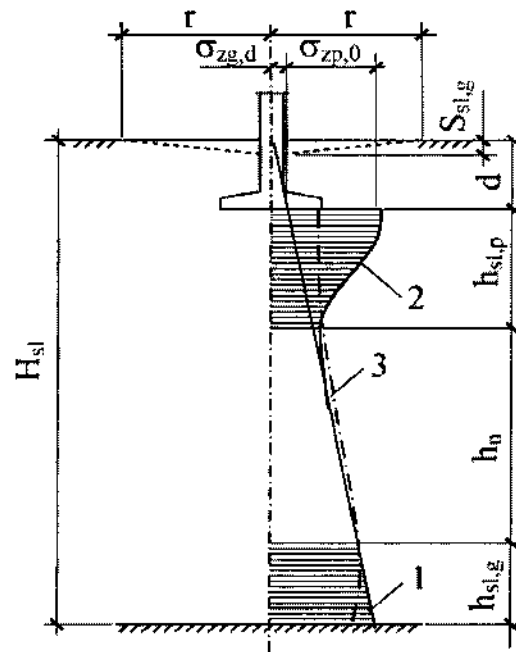
У більшості випадків зони $h_{sl,p}$ і $h_{sl,g}$ зливаються, і в результаті по всій глибині товщі виникає зона деформування, у якій діють напруження

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} > p_{sl} ,$$

де $\sigma_z, \sigma_{zp}, \sigma_{zg}, p_{sl}$ – вертикальні напруження відповідно: сумарне, від зовнішнього навантаження і від власної ваги ґрунтів; початковий тиск просідання.

8.4 В залежності від розташування фундаментів у плані об'єктів будівництва слід враховувати їх можливий взаємний вплив на формування глибини деформівної зони основи від навантажень, що розподіляються (довантаження основи), величина якої визначається відстанню між фундаментами та їх розмірами, інтенсивністю тиску під їх підшвами, стисливістю та розподільною здатністю ґрунтової товщі.

8.5 При розташуванні фундаментів об'єктів будівництва на великих відстанях один від одного, коли взаємний вплив фундаментів не істотний, розрахункова схема основи приймається відповідно до рисунка 8.2.

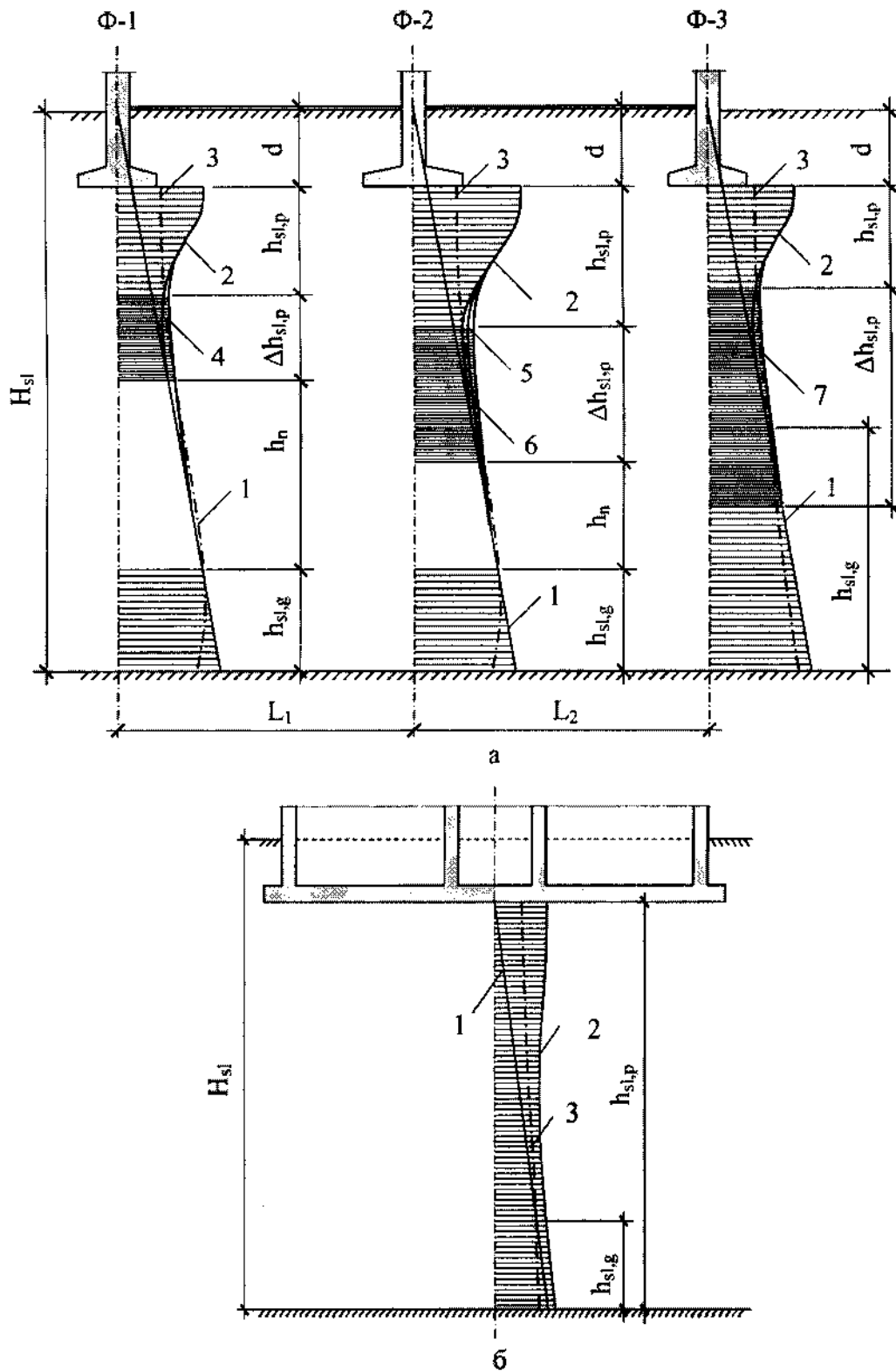


d – глибина закладання фундаменту; H_{sl} – глибина товщі просідання; $h_{sl,p}$ – верхня зона просідання ґрунту від зовнішнього навантаження; $h_{sl,g}$ – нижня зона просідання ґрунту від власної ваги; $\sigma_{zp,0}$ – вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на рівні підшви фундаменту; $\sigma_{zg,d}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні закладання підшви фундаменту; 1 – розподілення вертикальних напружень від власної ваги ґрунту за глибиною; 2 – розподілення сумарних вертикальних напружень від власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 – зміна з глибиною початкового тиску просідання p_{sl} ; r – розрахункова довжина криволінійної ділянки просідання поверхні товщі від власної ваги

Рисунок 8.2 – Схема основи (принципова) для розрахунку просідання під окремо розташованим фундаментом

8.6 При близькому розташуванні стрічкових, стовпчастих, плитних та інших фундаментів об'єктів будівництва, незалежно від конструктивної схеми, слід враховувати їх взаємний вплив (взаємне довантаження), який викликає під ними збільшення інтенсивності напружень і відповідно глибини зони просідання від зовнішнього навантаження на величину $\Delta h_{sl,p}$ (рисунок 8.3, а), що може привести до зливання зон $h_{sl,p}$ і $h_{sl,g}$.

При фундаментах об'єктів будівництва у виді суцільної фундаментної плити і системи перехресних стрічок, які працюють як єдина фундаментна конструкція, розрахункова схема основи під ними характеризується накладанням зони просідання від зовнішнього навантаження $h_{sl,p}$ на зону просідання від власної ваги ґрунту $h_{sl,g}$ у відповідності зі схемою на рисунку 8.3, б.



а – з урахуванням взаємного впливу системи фундаментів; б – при суцільній зоні передачі зовнішнього навантаження (плита); d , H_{sl} , $h_{sl,p}$, $h_{sl,g}$, 1, 2, 3 – позначки аналогічні рисунку 2; $\Delta h_{sl,p}$ – додаткова глибина верхньої зони просідання від привантаження сусідніми фундаментами; 4 – розподіл сумарних вертикальних напружень від зовнішнього навантаження з урахуванням довантаження фундаментом Ф-2; 5, 6 – те саме з урахуванням довантаження фундаментами Ф-1 і Ф-3; 7 – те саме з урахуванням довантаження фундаментом Ф-2

Рисунок 8.3 – Схема основи (принципова) для розрахунку просідання

8.7 Проектування і розрахунок об'єктів будівництва за деформаціями та міцністю виконують як для звичайних умов будівництва при природній вологості ґрунтів основи, а також при їх замочуванні з урахуванням просідання основи від навантаження будівлі $s_{sl,p}$, її крену $i_{sl,p}$ у верхній зоні та одночасно з урахуванням просідання $s_{sl,g}$, деформації нахилу $i_{sl,g}$ і горизонтальних переміщень земної поверхні основи, які виникають при просіданні ґрунтів від власної ваги в межах товщі просідання H_{sl} .

При цьому проектування і розрахунок об'єктів будівництва повинні виконуватись за умови

$$S \leq S_u (S'_u),$$

де $S = S_0 + S_p + S_g$ – розрахункова величина сумарної деформації будівлі сумісно з основою в реальних інженерно-геологічних умовах в залежності від:

- S_0 – величина сумісних деформацій для ґрунтів природної вологості;
- S_p – величина додаткових сумісних деформацій з урахуванням складу та об'єму підготовчих інженерних заходів на майданчику об'єкта щодо повного або часткового усунення властивостей просідання ґрунтів основи у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$ від зовнішнього навантаження;
- S_g – величина додаткових сумісних деформацій з урахуванням параметрів викривлення земної поверхні внаслідок просідання ґрунтів основи від власної ваги;
- S_u та S'_u – значення граничних сумісних деформацій в залежності від конструктивної системи об'єктів будівництва відповідно для випадків, коли конструкції об'єкта не розраховані або розраховані на зусилля, що виникають в них при взаємодії з основою, визначаються за таблицею додатка Б.

Для будинків жорсткої конструктивної схеми компоненти сумісних деформацій просідання зображені на рисунку 8.4.

8.8 Проектування конструкцій за групами складності об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах необхідно здійснювати з урахуванням ступеня підготовки основ за рекомендованими технічними рішеннями, при застосуванні яких умови складності будівництва підрозділяються на групи:

– на майданчику об'єкта (1-а група) – у залежності від складу та обсягу виконаних підготовчих інженерних заходів стосовно повного або часткового усунення властивостей просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження у верхній зоні основи $h_{sl,p}$ (таблиця 8.1);

Таблиця 8.1 – Групи складності умов будівництва

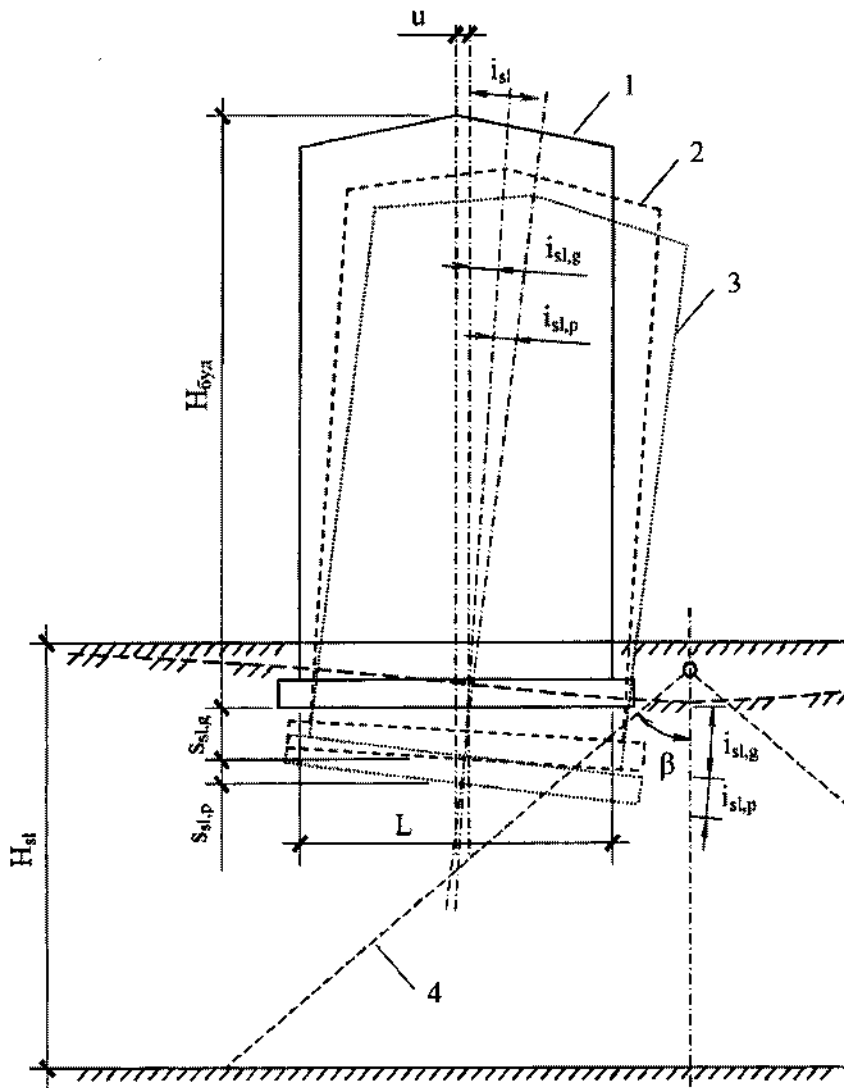
Групи складності умов будівництва на майданчику об'єкта	Просідання ґрунтів $s_{sl,p}$ від зовнішнього навантаження у верхній зоні основи $h_{sl,p}$	Деформації будівлі або споруди сумісно з основою від зовнішнього навантаження, $S_0 + S_p$
1-А (важкі)	Не усунене	$S_0 + S_p > S'_u$
1-Б (середні)	Усунене частково	$S'_u \geq S_0 + S_p > S_u$
1-В (легкі)	Усунене повністю	$S_0 + S_p \leq S_u$
Примітка. $S_0 + S_p$ містить відносну різницю осідань s_0 і просідань $s_{sl,p}$ суміжних фундаментів, відстань між якими l , $\Delta s/l = \Delta(s_0 + s_{sl,p})/l$; крен будинку $i = i_0 + i_{sl,p}$; середнє (максимальне) осідання та просідання $\bar{s} = \bar{s}_0 + \bar{s}_{sl,p}$.		

– на території забудови (2-а група) – залежно від величин можливого викривлення (нахилу) та відносних горизонтальних деформацій поверхні основи при просіданні ґрунтів товщі від власної ваги з урахуванням вжитих геотехнічних заходів щодо усунення їх властивостей просідання у межах товщі просідання (таблиця 8.2).

Таблиця 8.2 – Групи складності умов будівництва

Групи складності умов будівництва на майданчику об'єкта	Деформації будівлі або споруди сумісно з основою $S_0 + S_g$ при просіданні ґрунтів від власної ваги $s_{sl,g}$
1-А (важкі)	$S_0 + S_g > S'_u$
1-Б (середні)	$S'_u \geq S_0 + S_g > S_u$
1-В (легкі)	$S_0 + S_g \leq S_u$

Примітка. $S_0 + S_g$ містить відносну різницю осідань s_0 і просідань $s_{sl,g}$ суміжних фундаментів, відстань між якими l , $\Delta s/l = \Delta(s_0 + s_{sl,g})/l$; крен будинку $i = i_0 + i_{sl,g}$; середнє (максимальне) осідання та просідання $\bar{s} = \bar{s}_0 + \bar{s}_{sl,g}$.



H_{sl} , r – позначки аналогічні рисунку 2; $H_{буд}$ і L – висота і довжина будинку; $s_{sl,g}$ та $i_{sl,g}$ – просідання і нахил поверхні основи під будинком від власної ваги ґрунтів; u – горизонтальне переміщення будинку, що спричинене горизонтальними переміщеннями основи u_{sl} при просіданні від власної ваги ґрунтів; $s_{sl,p}$ і $i_{sl,p}$ – просідання і крен будинку від навантажень системи фундаментів; $i = i_{sl,g} + i_{sl,p}$ – крен будинку від просідання основи; 1, 2, 3 – розташування будинку у вертикальній площині відповідно: при природній вологості ґрунтів, при врахуванні тільки просідання від власної ваги ґрунтів та при врахуванні просідання від власної ваги ґрунтів і навантажень від будинку; 4 – верхня межа зони замочування товщі просідання із локального джерела під кутом розтікання води β

Рисунок 8.4 – Компоненти сумісних деформацій просідання основи і будинку при локальному замочуванні основи з лінійного джерела біля поверхні землі

8.9 Основи об'єктів будівництва групи складності умов будівництва 1-А характеризуються можливістю проявлення повного (максимального) просідання їх ґрунтів під усім об'єктом або його частиною при замочуванні зверху або при підйомі рівня підземних вод (РПВ) під впливом зовнішнього навантаження.

Утворення локальних зон замочування у плані об'єктів будівництва (у місцях введів і випусків водонесучих та теплових мереж, при аварійних витіканнях, у приміщеннях з "мокрим" технологічним процесом тощо) викликає нерівномірність осідань фундаментів окремих частин об'єктів будівництва, що перевищує граничні значення для об'єкта, що проектується.

Основи групи 1-Б характеризуються можливим проявленням часткового нерівномірного просідання їх ґрунтів при замочуванні під впливом зовнішнього навантаження у шарі ґрунту з неусунутою просадочністю.

Основи групи 1-В характеризуються відсутністю можливих просідань ґрунтів від зовнішнього навантаження у будь-якій частині основи об'єктів будівництва.

8.10 Території з групою складності умов будівництва 2-А характеризуються сполученням параметрів викривлення основи у зоні просідання від власної ваги ґрунтів, за яких величини деформацій об'єктів будівництва сумісно з основою перевищують граничні значення.

Будівництво на територіях цієї групи складності допускається за наявності обґрунтованих розрахунками інженерних вирішень для забезпечення надійної експлуатації об'єктів будівництва або відновлення їх експлуатаційної придатності у випадку виникнення недопустимих деформацій.

8.11 Території з групою складності умов будівництва 2-Б характеризуються сполученням параметрів викривлення основи у зоні просідання від власної ваги ґрунтів, за яких величини деформацій об'єктів будівництва сумісно з основою перевищують граничні значення для об'єктів, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи.

Проектування об'єктів будівництва здійснюється з урахуванням можливості прояву та усунення наднормативних кренів, які перевищують граничні значення для конструкцій об'єктів будівництва та наявного у них інженерного обладнання (ліфтів, підйомників, високоточного технологічного обладнання тощо).

8.12 Території з групою складності 2-В характеризуються величинами викривлення земної поверхні у зоні просідання від власної ваги ґрунтів, за яких величини деформацій будівлі сумісно з основою не перевищують граничних значень для конструкцій цивільних та промислових об'єктів будівництва, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи.

8.13 Розроблення проектів для об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунтів, при повному усуненні властивостей просідання у верхній зоні основи (група складності умов будівництва 1-В) виконується як для звичайних умов будівництва.

9 ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНКІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

9.1 Загальні вказівки

9.1.1 При можливому замочуванні просідаючих ґрунтів основи із зовнішніх джерел або прогнозованому підйомі рівня підземних вод проектування об'єктів будівництва необхідно виконувати на основі одного із способів будівництва у відповідності зі ДБН В.2.1-10, який включає: повне усунення властивостей просідання ґрунтів, прорізку товщі просідання різними способами з метою передачі навантажень від об'єктів будівництва на підстелюючі непросідаючі ґрунтові шари або комплекс захисних заходів, які складаються з підготовки основи, водозахисних заходів і конструктивного захисту (розділ 12 цього стандарту).

При проектуванні об'єктів будівництва на основі застосування комплексу захисних заходів додатково до способів будівництва, зазначених ДБН В.2.1-10, рекомендується передбачати:

– інженерні заходи для вирівнювання об'єктів будівництва у цілому або регулювання само-несучих ліфтових шахт у випадках виникнення недопустимих (наднормативних) осідань і кренів (додаток В);

– рекомендований регламент експлуатації об'єктів будівництва з урахуванням його оснащення водонесучими і тепловими мережами, наявності "мокрого" технологічного процесу, розташування водомістких споруд або інших об'єктів з "мокрим" технологічним процесом, рівня підземних вод і тенденції до його зміни.

9.1.2 Проектування і прив'язка об'єктів будівництва на основі комплексу заходів виконується у випадках, коли використання інших способів будівництва (9.1.1) не може бути здійснене з технічних або економічних міркувань.

9.1.3 При проектуванні на основі комплексу заходів враховують можливість прояву деформацій:

– максимального просідання основи на майданчику об'єкта будівництва, визначеного для найнесприятливіших умов, тобто при інтенсивному замочуванні ґрунтів на всю глибину товщі просідання;

– середнього просідання об'єктів будівництва, обчисленого як середньозважене значення абсолютних максимальних можливих чи розрахункових просідань окремих фундаментів з урахуванням їх площі і кількості;

– різниці просідань, віднесеної до окремих фундаментів, які з'єднані з надфундаментною конструкцією, і викликаної різними навантаженнями на фундаменти, неоднорідністю ґрунтів основи і характером їх зволоження при найбільш несприятливому розташуванні зволоженої зони по відношенню до фундаментів, що розглядаються;

– крену об'єктів будівництва, який проявляється при нерівномірному замочуванні просідаючих ґрунтів в основі з локальних джерел або при нерівномірному підйомі рівня підземних вод і визначається, як відношення різниці просідань крайніх фундаментів до відстані між ними.

9.2 Вимоги до вибору проектних вирішень

9.2.1 Об'єкти будівництва, що проектуються на основі комплексу заходів залежно від їх призначення та умов роботи, конструюються за жорсткою, піддатливою або комбінованою конструктивними схемами. У залежності від прийнятої схеми визначається характер і склад конструктивних заходів захисту.

Проектування за жорсткою конструктивною схемою передбачає об'єднання несучих елементів будинку в єдину просторову систему і виключення можливості взаємного переміщення окремих елементів несучих конструкцій при деформаціях основи за рахунок:

– надання будинку (відсіку) або споруді прямокутної у плані конфігурації, нормування відстаней між внутрішніми поздовжніми і поперечними стінами, обмеження розмірів лоджій (10.2.15), еркерів та інших виступних частин будинку (відсіку);

– розрізання об'єктів будівництва з допомогою деформаційних швів на окремі відсіки;

– підсилення окремих елементів несучих конструкцій та зв'язків між ними;

– влаштування по периметру стін безкаркасних будівель залізобетонних чи армокам'яних поверхових поясів;

– влаштування горизонтальних діафрагм із збірних залізобетонних елементів перекриттів і покриття;

– підсилення фундаментно-підвальної частини об'єктів будівництва шляхом влаштування фундаментів у вигляді суцільних плит, перехресних балок, балок-стінок.

Проектування за піддатливою конструктивною схемою передбачає можливість самостійного пристосування несучих конструкцій (без появи у них додаткових зусиль) до нерівномірних деформацій основи за рахунок:

– введення шарнірних і піддатливих зв'язків між елементами несучих та огорожувальних конструкцій;

– зниження жорсткості несучих конструкцій ;

– введення гнучких вставок та компенсаційних пристроїв;

– збільшення зазорів між сусідніми конструкціями;

– заповнення частини швів між плитами перекриттів і покриття пружними герметиками.

Застосування наведених вище заходів має здійснюватись з таким розрахунком, щоб забезпечувались:

- достатня площа спирання елементів конструкцій при деформаціях основи;
- водонепроникність стиків між окремими елементами конструкцій, які взаємно переміщуються;
- експлуатаційна надійність і працездатність елементів конструкцій при деформаціях основи.

Проектування за комбінованою конструктивною схемою повинне передбачати сполучення жорсткої і піддатливої систем із застосуванням різних конструктивних схем підземної і наземної частин об'єктів будівництва у їх поздовжніх і поперечних конструкціях.

9.2.2 Вибір конструктивного рішення підземної частини об'єктів будівництва рекомендується виконувати на основі техніко-економічного порівняння можливих варіантів з урахуванням конкретних інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, наявності матеріально-виробничої бази та необхідності виключення (або зменшення) можливих нерівномірних деформацій основи, які можуть викликати утворення неприпустимих тріщин у конструкціях наземної частини об'єкта.

9.2.3 При проектуванні об'єктів будівництва на територіях з групами складності умов будівництва 2-А, 2-Б та 2-В на основі комплексу заходів, а також на висячих палях за можливості прояву нерівномірних осідань внаслідок впливу негативного тертя по боковій поверхні паль під частиною об'єктів будівництва слід надавати перевагу об'єктам простої конфігурації в плані, яка допускає їх розрізання деформаційними швами на незалежно працюючі частини (відсіки). Висоту частин будівель (відсіків) приймають однаковою, а довжину – за розрахунком у залежності від конструктивної та архітектурно-планувальної схем будівлі, розрахункових величин деформацій земної поверхні і технологічних вимог.

9.2.4 Деформаційні шви між відсіками мають забезпечувати компенсацію горизонтальних деформацій основи і вільний нахил чи поворот відсіку при нерівномірних деформаціях основи. Ширина деформаційного шва визначається розрахунком у залежності від висоти та довжини відсіку, особливостей ґрунтових умов.

Деформаційні шви мають розділяти суміжні відсіки об'єктів будівництва по всій висоті, включаючи покрівлю і фундаменти.

Закладання деформаційного шва між фундаментами, стінами, елементами перекриттів, покриття, а також інших конструкцій суміжних відсіків здійснюють так, щоб не створювалось перешкод для незалежних переміщень відсіків.

При проектуванні об'єктів будівництва на палях-стояках або при повному усуненні властивостей просідання ґрунтів основи розрізання на відсіки виконують відповідно до кроку температурних швів, при цьому висота будівель у межах відсіку не регламентується.

9.2.5 Фундаменти під парні несучі стіни та парні колони каркасних будівель у зоні деформаційних швів влаштовуються роздільними. З метою зменшення ширини деформаційного шва у безкаркасних будівлях допускається влаштування переривчастих фундаментів типу "гребінки". При цьому ширина деформаційного шва повинна забезпечувати вільний зустрічний нахил суміжних конструкцій без їх зіткнення і замикання шва.

9.2.6 У випадках, коли конструктивними заходами захисту та інженерної підготовки основи не виключаються неприпустимі деформації конструкцій і крени будинків та споруд при нерівномірних осіданнях їх фундаментів, проектування виконують із вжиттям заходів, що компенсують нерівномірне осідання та ліквідують крени об'єктів будівництва шляхом їх вирівнювання у процесі експлуатації (додаток В).

Обсяг конструктивних заходів, доцільність застосування вирівнювання визначаються на основі техніко-економічного порівняння всіх можливих варіантів влаштування фундаментів і способів захисту об'єктів будівництва.

9.2.7 Шахти вантажопасажирських ліфтів проектують з урахуванням необхідності їх вирівнювання при можливих наднормативних нахилах, викликаних деформаціями осідання земної

поверхні. У випадках, коли розрахункові відхилення стін ліфтових шахт у вертикальній площині перевищують допустимі значення, встановлені цим стандартом (додаток Б), у проектах передбачають можливість регулювання положення ліфтової шахти по вертикалі.

9.2.8 Споруди (естакади, етажерки, тунелі, галереї, ємкості та прибудови), які примикають до будівель, відділяють деформаційними швами. Проектування вхідних ганків до будівель виконують у виді:

а) консольних конструкцій, жорстко з'єднаних з основними фундаментами або наземними конструкціями будівлі;

б) конструкцій, відокремлених деформаційними швами від основного будівлі.

Проектування прибудов і вхідних ганків у виді конструкцій, що спираються на ґрунт і не відокремлюються деформаційними швами від конструкцій основної будівлі, не допускається.

9.2.9 При проектуванні фундаментів під технологічне обладнання залежно від його типу, призначення і технологічних вимог до експлуатації передбачають геотехнічні і спеціальні заходи захисту (розділ 12 цього стандарту).

9.2.10 Проектування фундаментів під технологічне обладнання з високими допусками до переміщень на просідаючих ґрунтах виконують тільки з застосуванням спеціальної підготовки основи згідно з розділом 12 цього стандарту.

9.2.11 Геотехнічні заходи захисту (9.2.9) приймаються згідно з розділом 12 за умови ліквідації можливості прояву просідання ґрунтів у в межах деформованої зони і недопущення прояву деформацій основи фундаментів від просідання ґрунтової товщі від власної ваги при замочуванні.

9.2.12 Фундаменти під технологічне обладнання з динамічними навантаженнями проектується за умовами пункту 9.2.11 і застосуванням демпфувальних пристроїв та/чи екранів з метою недопущення розповсюдження динамічних впливів на просідаючі ґрунти, які ще не втратили властивості до просідання при замочуванні і за їх розвитком можуть зашкодити конструкціям оточуючої інфраструктури.

9.3 Основні вимоги до розрахунків

9.3.1 Конструкції об'єктів будівництва мають відповідати результатам розрахунків при всіх можливих сполученнях навантажень і впливів, що забезпечує їх надійну довготривалу експлуатацію, за двома групами граничних станів:

– перша – за втратою несучої здатності або повної непридатності до експлуатації (перед-аварійний або аварійний стан);

– друга – за деформаціями або непридатністю до нормальної експлуатації (порушення умов перебування людей, умов роботи технологічного обладнання).

При цьому враховують деформації основи від навантажень, які передаються об'єктами будівництва при природній вологості ґрунтів, а також деформації просідання ґрунтів та додаткові деформації непросідаючих ґрунтів основи на майданчику об'єкта та від власної ваги ґрунту в межах території забудови, які виникають внаслідок зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів при їх замочуванні.

Розрахунок за обома групами граничних станів виконують з урахуванням вимог нормативних документів; установлених у результаті експериментальних досліджень залежностей між навантаженнями і переміщеннями елементів вузлів, та перерізів; деформаційних дій і переміщень будівель і споруд по площині контакту з ґрунтовою основою, п'яльовим полем, закріпленим масивом. При застосуванні висячих паль, які прорізують просідаючу товщу, також виконують розрахунок за деформаціями.

Перевагу надають нелінійним методам розрахунків з використанням і обмеженням критеріїв міцності та обмежень по деформаціях, перевірених натурними випробуваннями та обмеженнями об'єктів будівництва у складних умовах будівництва.

9.3.2 Об'єкти будівництва та їх конструктивні елементи, що проектується для будівництва на просідаючих ґрунтах, у тому числі в сейсмонебезпечних умовах, розраховують за комплексною схемою "основа – фундаментно-підвальна частина – верхня будова", що обумовлює їх сумісну роботу. Для виконання таких розрахунків в залежності від характеру навантажень і геотехнічних впливів розробляються просторові розрахункові моделі статичні чи/та динамічні таким чином, щоб вони давали можливість робити компіляцію отриманих результатів в автоматичному режимі.

9.3.3 Для розрахунків об'єктів будівництва на основне і аварійне (особливе) сполучення застосовують дві розрахункові моделі об'єкта – модель "С" і модель "Д". В свою чергу в залежності від гідрогеологічних умов кожна з цих моделей використовується для ґрунтової основи при природній вологості ґрунтів і для ґрунтів при можливих варіантах їх замочування.

Модель С. Розрахункова модель, призначена для статичних розрахунків на постійні і тимчасові навантаження, статичну складову вітрового впливу (при розрахунках на вітрові впливи). Для розрахунків несучих конструкцій застосовуються модуль пружності з коефіцієнтом умов роботи (довготривалість дії) бетону $\gamma_b = 0.85$, а для ґрунтової основи – загальні модулі деформації ґрунтів та нелінійні схеми деформування під навантаженнями і впливами.

Модель Д. Розрахункова модель, призначена для динамічних розрахунків на постійні і тимчасові навантаження, а також сейсмічні, пульсаційну складову вітрового впливу, а також впливи від рухомого важкого транспорту, промислових вибухів поблизу кар'єрів, роботи важкої будівельної техніки тощо. Тут для розрахунків несучих конструкцій застосовуються модуль пружності з коефіцієнтом умов роботи (довготривалість дії) бетону $\gamma_b = 1.0$, а для ґрунтової основи – модулі пружності ґрунтів (за гілкою вторинного навантаження). При аналізі роботи конструкцій вводяться додаткові коефіцієнти m , що враховують підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях навантажень, таблиця 2.13 [4].

Виконувати розрахунки об'єктів будівництва на статичні впливи за динамічними розрахунковими моделями, а також на динамічні впливи за статичними моделями з метою запобігання похибок і непередбачених негативних наслідків при конструюванні не допускається.

9.3.4 У випадках, обґрунтованих умовами роботи та експлуатації конструкцій, допускається виконувати розрахунок об'єктів будівництва на дії просідання за граничними станами першої групи з використанням деформаційних критеріїв у формі обмеження нелінійних деформацій і переміщень для окремих перерізів або елементів, а також для об'єктів будівництва в цілому.

9.3.5 Розрахунок конструкцій на особливі сполучення навантажень, що складаються з постійних, тривалих, короткочасних та дій від просідання, виконують з врахуванням дії різних комбінацій деформацій земної поверхні.

Розрахунки конструкцій як за першою, так і за другою групами граничних станів повинні виконуватися з урахуванням найбільш несприятливих комбінацій дій згідно з додатком А.

9.3.6 Зусилля і переміщення у конструкціях об'єктів будівництва від дій просідання визначають:

– при можливому просіданні від власної ваги ґрунту $s_{sl,g} \geq 0,3$ м на одночасну дію вертикальних і горизонтальних переміщень з урахуванням нерівномірної стисливості основи внаслідок просідання у зоні $h_{sl,p}$;

– при можливому просіданні від власної ваги ґрунту $s_{sl,g} < 0,3$ м на дію вертикальних переміщень основи з урахуванням нерівномірної стисливості основи внаслідок просідання у верхній зоні $h_{sl,p}$, а горизонтальні переміщення основи допускається не враховувати.

При визначенні зусиль і переміщень у конструкціях об'єктів будівництва від спільної дії просідань і підробок, а також просідань і сейсміки:

– на підроблюваних територіях з основами, складеними просідаючими ґрунтами, зусилля визначати від дії підробки та неусунутої частини просідання, приймаючи при цьому як розрахункові сумарні зусилля від обох видів дій;

– у тому ж випадку допускається для будинків і споруд II та III груп капітальності¹ приймати як розрахункові найбільші зусилля, одержані у розрахунках на вплив підробки та неусунутої частини просідання окремо;

– на просідаючих, у тому числі обводнених лесових ґрунтах у сейсмічних районах, визначення зусиль у конструкціях об'єктів будівництва виконують на найбільш несприятливі одночасні сполучення дій просідання та сейсміки. При цьому визначення сейсмічних навантажень виконують з урахуванням пружної піддатливості основи. Перевірку стійкості основи виконують на дію перекидного моменту, що викликаний спільними діями горизонтального сейсмічного навантаження і вертикальними навантаженнями та діями просідання, прикладеними до деформованої схеми об'єктів будівництва;

– допускається для об'єктів будівництва II та III груп капітальності визначення зусиль у конструкціях виконувати окремо на дії просідання і сейсміки. В якості розрахункових приймають найбільш несприятливі для роботи конструкцій зусилля, що виникають від кожної з дій.

9.3.7 Розрахункові схеми дій, що виникають внаслідок нерівномірних деформацій основи при просіданні ґрунтів у результаті замочування і які використовуються для визначення зусиль, деформацій і ширини розкриття тріщин у конструкціях об'єктів будівництва, можуть прийматись згідно з додатком А.

9.3.8 Розрахункові схеми об'єктів будівництва, які використовуються для визначення зусиль і деформацій у конструкціях, мають відображати дійсні умови роботи об'єктів та особливості їх взаємодії з основою, а також враховувати просторову роботу, геометричну та фізичну нелінійність і повзучість матеріалів конструкцій.

9.3.9 Конструкції об'єктів будівництва розраховують на дії від просідання ґрунтів, виходячи з умови спільної роботи основи і споруди.

У залежності від значення контактних напружень (нормальних і дотичних на контактні основи з фундаментом) модель основи приймають у виді:

а) лінійно-пружної системи;

б) нелінійно-непружної системи, що відображає нелінійний зв'язок між деформаціями і навантаженнями на основу у стабілізованому стані ґрунту, відмінність у деформаційних властивостях основи при навантаженні та розвантаженні, порушення контакту між фундаментом і основою;

в) реологічної системи, що відображає деформаційні властивості основи для різних моментів часу протягом будівельного та експлуатаційного періодів (у нестабілізованому стані ґрунту).

Моделі основи для розрахунку обирають з урахуванням конструктивних особливостей та призначень об'єктів будівництва згідно з 9.3.8.

Деформаційні властивості основи на контактні з фундаментами допускається визначати одночасно з застосуванням двох коефіцієнтів жорсткості основи при стиску та при зсуві або тільки першого, якщо $s_{sl,g} < 0,3$ м.

Значення коефіцієнтів жорсткості основи допускається визначати у відповідності з додатком Г цього стандарту

Для розрахунків фундаментів під технологічне обладнання з динамічними навантаженнями, в основі яких завдяки геотехнічній меліорації ґрунти не мають властивостей до просідання, динамічні коефіцієнти жорсткості дозволяється визначати за додатком Г цього стандарту та СНиП 2.02.05.

9.3.10 Для вибору моделі основи виконують розрахунок із використанням моделі основи у виді лінійно-пружної системи.

Якщо одержані в результаті цього розрахунку значення нормальних p та дотичних τ напружень на окремих ділянках контакту основи з фундаментом задовольняють умови:

$$\begin{aligned} 0,5 p_n \leq p \leq 1,5 R \quad \text{або} \quad p > 1,5 R \quad \text{на ділянці} \quad F \leq 0,2 F_p, \\ \tau \leq 0,5 \tau_{\max} \quad \text{або} \quad \tau > 0,5 \tau_{\max} \quad \text{на ділянці} \quad F \leq 0,2 F_\tau, \end{aligned} \quad (1)$$

то розрахунок допускається виконувати з використанням лінійно-пружної системи.

¹ Згідно з КДП-204/12, Україна 193-91.

У формулі (1):

p_n – початковий нормальний тиск, що діє на основу, до появи впливу від просідання;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, що визначається згідно з ДБН В.2.1-10-2009;

τ_{\max} – граничне значення дотичного напруження по підшві фундаменту, що визначається згідно з ДБН В.2.1-10;

F – площа контакту основи з фундаментом, на якій перевищені напруження p і τ ;

F_p і F_τ – площі контакту основи з фундаментом, на яких проявляються відповідно нормальні і дотичні напруження.

Якщо умови (1) не задовольняються, виконують розрахунок з використанням моделі основи у виді нелінійно-непружної системи.

9.3.11 Зусилля, що виникають у несучих конструкціях об'єктів будівництва від дії горизонтальних деформацій основи на територіях забудови з групами складності умов будівництва 2-А, 2-Б, 2-В при $s_{sl,g} \geq 0,3$ м, визначають у залежності від конструктивних особливостей підземної частини об'єкта будівництва, глибини закладання фундаментів, площі контакту з ґрунтом, фізико-механічних властивостей ґрунтів основи та діючих навантажень з урахуванням:

- а) зсувних сил по підшві фундаментів;
- б) зсувних сил по бокових поверхнях фундаментів;
- в) нормального тиску ґрунту на лобові поверхні фундаментів.

9.3.12 При проектуванні об'єктів будівництва з урахуванням можливості їх вирівнювання в процесі експлуатації виконують перевірений розрахунок їх конструкцій на дію нерівномірних деформацій основи у стадії вирівнювання. Розрахунком на вирівнювання також перевіряють несучу здатність та стійкість конструкцій фундаментно-підвальної частини об'єктів будівництва, що сприймають навантаження від вирівнювальних пристроїв та додаткових деформацій від локальної зміни жорсткості основи при вибуруванні ґрунту під підшовою фундаменту, з перевіркою основи на стійкість при передаванні на неї тисків від вирівнювальних пристроїв.

10 ПРАВИЛА ПРОЕКТУВАННЯ

10.1 Каркасні об'єкти будівництва

10.1.1 Проектування каркасних об'єктів виконують на основі способів будівництва, які повністю усувають властивості просідання ґрунтів, або з повною прорізкою товщі просідання палями чи глибокими фундаментами. У цих випадках проектування наземної частини об'єкта виконується як для звичайних ґрунтових умов.

Проектування об'єктів будівництва на основі комплексу заходів допускається при неможливості використання способів будівництва, які вказані вище, з технічних або економічних міркувань.

10.1.2 Каркасні об'єкти будівництва, що зводяться на основі комплексу заходів, рекомендується проектувати за піддатливими та комбінованими конструктивними схемами.

Піддатливу схему рекомендується застосовувати для одноповерхових виробничих об'єктів, а також для великопрогонових одноповерхових об'єктів громадського призначення (спортивні зали, плавальні басейни, кіноконцертні споруди, виставкові павільйони, вокзали.).

Багатоповерхові об'єкти будівництва громадського та виробничого призначення рекомендується проектувати за зв'язковими та рамно-зв'язковими схемами.

Комбінована конструктивна схема, що містить піддатливі та жорсткі конструктивні елементи, може застосовуватись за відповідного обґрунтування залежно від архітектурно-планувальних вирішень об'єктів будівництва, які проектуються, та особливостей ґрунтових умов на майданчику будівництва.

10.1.3 Допускається за відповідного техніко-економічного обґрунтування проектувати каркасні об'єкти за жорсткими конструктивними схемами.

10.1.4 При виборі конструктивних систем багатоповерхових каркасних об'єктів рекомендується віддавати перевагу каркасам з укрупненими сітками колон.

10.1.5 Фундаменти багатопверхових каркасних об'єктів будівництва зв'язкової схеми, що проектуються на основі комплексу заходів, приймають у виді перехресних стрічок, переріз яких визначають розрахунком на дію нерівномірних деформацій основи, або у виді плитних фундаментів. При будівництві на ґрунтах із групами складності умов 1-В та 2-В допускається при розрахунковому обґрунтуванні застосовувати стовпчасті фундаменти під стояками каркаса.

10.1.6 Одноповерхові каркасні виробничі об'єкти будівництва рекомендується проектувати з укрупненою сіткою колон, а також стіновим огородженням та покриттям з великорозмірних елементів.

10.1.7 Стійкість одноповерхових каркасних об'єктів будівництва (відсіків) у поперечному напрямку забезпечують затисненням колон у фундаментах та влаштуванням умовно-шарнірних вузлів на рівні з'єднання колон з елементами покриття.

Піддатливість вузлів "колона-ригель" залізобетонних каркасів і "ригель-плита покриття" каркасів усіх типів (залізобетонних, сталевих, змішаних) з покриттями з великопанельних залізобетонних плит має бути достатньою для забезпечення цілісності конструкцій при розвитку прогнозованих деформацій просідання. У поздовжньому напрямку по всіх середніх рядах колон влаштовують блоки жорсткості з вертикальними зв'язками між колонами.

Допускається забезпечувати стійкість каркасів одноповерхових об'єктів встановленням спеціальних елементів жорсткості (діафрагм, колон збільшеного перерізу) по поздовжніх та поперечних рядах колон.

10.1.8 Стійкість багатопверхових об'єктів будівництва у поперечному і поздовжньому напрямках забезпечують затисненням колон у фундаментах, установкою між колонами вертикальних зв'язків, діафрагм жорсткості або влаштуванням жорстких вузлів з'єднання ригелів із колонами.

10.1.9 Вертикальні зв'язки, що забезпечують просторову стійкість об'єкта будівництва або його відсіків, групують у просторові блоки. Для забезпечення спільної роботи каркаса та просторових блоків необхідно, щоб перекриття мали достатню жорсткість у горизонтальній площині.

10.1.10 Деформаційні шви між відсіками проектують у виді парних рам. Допускається влаштування шарнірно-рухомого обпирання прогонових конструкцій з компенсаторами та закладанням еластичним заповнювачем (пороізолом, поролоном, макропористою гумою). Заповнення поздовжніх та поперечних швів між плитами покриття, горизонтальних та вертикальних швів між стіновими панелями виконують еластичним теплоізоляційним матеріалом із зачеканенням внутрішньої і зовнішньої поверхонь цементним розчином.

10.1.11 Конструктивні системи покриттів одноповерхових каркасних об'єктів застосовують у виді статично визначених схем.

Доцільність застосування нерозрізних конструктивних систем покриттів у кожному випадку обґрунтовують статичним розрахунком на нерівномірні деформації основи.

10.1.12 Застосування покриттів у виді складчастих, тонкостінних просторових конструкцій перевіряється статичним розрахунком з урахуванням дії нерівномірних деформацій основи, динамічних впливів технологічного обладнання, підвісних або мостових кранів, необхідності (в окремих випадках) вирівнювання будинку.

10.1.13 Для захисту покриттів одноповерхових каркасних об'єктів будівництва від затікання атмосферних вод при пошкодженнях покрівлі внаслідок нерівномірних деформацій основи у місцях примикання покриття до торцевих, а при внутрішньому водостоці – і до поздовжніх зовнішніх стін та вздовж рядів колон у місцях примикання покриттів сусідніх прогонів влаштовують сталеві компенсатори (з теплоізоляцією на деформаційних швах), а також проклеюють всередині гідроізоляційного килима додатковими смугами руберойду завширшки 1 м місця їх влаштування, поздовжні і поперечні шви між плитами покриття.

10.1.14 Як огорожувальні конструкції для каркасних об'єктів будівництва слід застосовувати уніфіковані великорозмірні стінові панелі, забезпечувати їх піддатливе кріплення до елементів

каркаса таким чином, щоб навантаження на огорожувальні конструкції при деформації каркаса були мінімальними або зовсім виключались.

10.1.15 Самонесучі кам'яні стіни із обпиранням на рандбалки зовні осей колон слід проектувати з розрізкою біля колон каркаса об'єкта будівництва та гнучким кріпленням до елементів каркаса. Внутрішні стіни, що проходять по осях та рядах колон основного каркаса об'єкта будівництва, рекомендується кріпити до колон гнучкими анкерами і передбачати зазори не менше 20 мм у місцях примикання до зовнішніх стін, плит і ригелів покриття та у місцях перетину їх технологічними і санітарно-технічними трубопроводами.

Несучі та огорожувальні конструкції вбудованих приміщень зв'язують не жорстко з несучими та огорожувальними конструкціями основного об'єкта будівництва і здійснюють з улаштуванням умовно-шарнірних вузлів у місцях примикання вбудованих і основних конструкцій.

Прибудови до основного об'єкта будівництва відокремлюють деформаційними швами.

При очікуваному прогині та інших складних схемах можливого деформування будинку (прогин-вигин, поворот диска перекриття, покриття) ширина деформаційних швів повинна визначатися розрахунком для забезпечення можливості вільного взаємного деформування примикаючих частин об'єкта будівництва.

10.1.16 Жорсткі підлоги по ґрунту (бетонні, ксилолітові) проектують з розрізанням їх на карти зі сторонами не більше 6 м. Шви між картами слід закладати еластичним заповнювачем (бітумною мастикою, пороізовим джгутом).

10.1.17 Стіни сходових кліток, технологічних етажерок та інших вбудованих приміщень допускається використовувати як блоки жорсткості, що забезпечують просторову стійкість об'єкта будівництва (відсіку).

10.1.18 Розміри отворів у перекриттях під технологічне обладнання та прокладку комунікацій призначають з урахуванням їх можливих зміщень при деформаціях основи. Передбачають можливість рихтування обладнання при розвитку нерівномірних осідань основи в результаті замочування ґрунтів.

10.1.19 У виробничих об'єктах будівництва як підйомно-транспортні засоби слід віддавати перевагу підвісному та наземному підйомно-транспортному обладнанню. У будинках із мостовими кранами застосовують розрізні підкранові балки.

Для забезпечення нормальної роботи кранів передбачають можливість рихтування колон підкранових конструкцій та регулювання підвісок.

10.1.20 Габарити наближення кранів до елементів об'єкта будівництва призначають з урахуванням можливих рихтовок кранових колій. Допускається збільшення висоти надкранової частини колони або застосування металевих підкранових балок із зниженою опорною частиною.

10.1.21 Величина нахилу підкранової колії мостових кранів, який викликаний деформаціями земної поверхні, не має перевищувати граничних значень у напрямках: поперечному $i = 4 \times 10^{-3}$; поздовжньому $i = 6 \times 10^{-3}$.

10.1.22 Технологічне обладнання із значними стаціонарними вібраційними діями (металообробні верстати, ковальсько-пресове обладнання, вибивні грати ливарних цехів, центробіжні вентилятори) слід за можливості розміщувати на ділянках цехів, де немає потенційних джерел замочування ґрунтів (водонесучих трубопроводів, водомісткого обладнання), у яких під впливом вібрації можливе порушення герметичності стиків, з'єднань, засувок. У всіх випадках слід застосовувати демпфуючі пристрої, що знижують вплив вібрації на обладнання і трубопроводи, які є потенційно можливими джерелами замочування ґрунту.

10.2 Безкаркасні об'єкти будівництва

10.2.1 Проектування безкаркасних об'єктів будівництва виконують з використанням способів будівництва, що передбачають повне усунення властивостей просідання ґрунтів або прорізу товщі просідання палями чи глибокими фундаментами. При цьому проектування наземної частини об'єкта може здійснюватися як для будівництва у звичайних ґрунтових умовах.

Проектування безкаркасних об'єктів будівництва на основі комплексу заходів допускається, коли використання перелічених вище способів будівництва недоцільне за техніко-економічними показниками.

10.2.2 Будинки для спорудження із застосуванням комплексу заходів рекомендується проектувати за жорсткими конструктивними схемами:

– панельні – з поперечними, поздовжніми та торцевими несучими стінами і перекриттями з панелей, опертих не менше ніж по трьох сторонах розміром на конструктивну чарунку; із внутрішніми та зовнішніми поздовжніми і торцевими несучими стінами, поперечними діафрагмами жорсткості і перекриттями з довгомірних настилів або панелей, що опираються, в основному, по двох сторонах;

– великоблокові та цегляні – з поздовжніми несучими стінами і опиранням елементів перекриттів по двох сторонах на поздовжні стіни. Допускаються конструктивні схеми великоблокових та цегляних об'єктів на поперечних несучих та поздовжніх самонесучих стінах із опиранням перекриттів по двох сторонах.

10.2.3 Всі несучі елементи будівлі, їх з'єднання і стики мають бути розраховані і сконструйовані на сприйняття додаткових зусиль, спричинених просіданням ґрунтів основи.

10.2.4 Конструкції об'єктів будівництва, що зводяться із застосуванням комплексу заходів, для забезпечення їх міцності, стійкості та експлуатаційної надійності повинні розраховуватися та проектуватися на дії деформацій основи у відповідності з 9.1.3, а також зусиль, які можуть виникати при вирівнюванні об'єкта (відсіку) у випадку понаднормативного крену або при замиканні деформаційних швів.

10.2.5 При розробленні проектів для об'єктів будівництва на товщах, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, передбачають усунення властивостей просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження у верхній зоні основи $h_{sl,p}$ шляхом ущільнення важкими трамбівками або влаштуванням ґрунтових подушок, улаштуванням фундаментів у витрамбованих котлованах, хімічним або термічним закріпленням ґрунтів, прорізанням товщі підземними поверхнями або глибокими фундаментами із забивних, набивних або інших типів паль, стовпів або стрічок із закріпленого ґрунту, зниженням тиску на ґрунт під підшвами фундаментів до величини початкового тиску просідання тощо (група складності умов будівництва 1-В). При повному усуненні властивостей просідання ґрунтів у верхній зоні проектування виконується як для звичайних ґрунтових умов.

Неповне усунення властивостей просідання ґрунтів в межах зони $h_{sl,p}$ на майданчиках з групами складності умов об'єктів будівництва 1-А, 1-Б може допускатися тільки за умови, що сумарні величини осідань і просідань, їх нерівномірність і розрахункова величина крену об'єкта будівництва при замочуванні ґрунтів основи не перевищать гранично-допустимих величин за умови забезпечення міцності та стійкості будинків, а також вимог до нормальної експлуатації інженерного обладнання (ліфтів, підйомників, високоточної апаратури).

10.2.6 Розрахунок і проектування конструкцій об'єктів будівництва, призначених для будівництва на товщах, де можлива просадка від власної ваги ґрунту, повинні виконуватись на дії деформацій земної поверхні у відповідності з 9.1.3 При цьому просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження усувають методами, переліченими у 10.2.5.

10.2.7 При частковому усуненні просадочності ґрунтів у зоні $h_{sl,p}$, крім впливів від викривлення земної поверхні, враховують можливе просідання ґрунту в шарі, що лежить між підшвою ущільненого ґрунтового шару і нижньою межею зони $h_{sl,p}$.

10.2.8 При розробленні проектів об'єктів будівництва на основі комплексу заходів виконують розрахунковий прогноз експлуатаційного стану будівлі при локальному замочуванні ґрунтів його основи зверху або при підвищенні рівня підземних вод. При цьому показником нормального експлуатаційного стану будівлі (поруч з забезпеченням вимог щодо міцності, стійкості та тріщиностійкості несучих та огорожувальних конструкцій) є його можливий крен, величина якого не повинна перевищувати граничних значень для даного типу будівлі.

У випадках, коли прогнозований експлуатаційний стан об'єкта (його відсіку) не відповідає вимогам забезпечення допустимих величин його крену, будівництво здійснюють на основі інших способів, а за неможливості застосування таких способів до складу проекту включають додатковий розділ, що містить інженерні заходи щодо вирівнювання будівлі або її відсіку (додаток В).

10.2.9 Величина можливого крену об'єкта будівництва жорсткої конструктивної схеми або його відсіків $i_{sl,g}$ у випадку замочування основи зверху (при повному усуненні просадочності ґрунтів у верхній зоні основи $h_{sl,p}$) обчислюється за формулою:

$$i_{sl,g} = s'_{sl,g} \eta_{\alpha} / r, \quad (2)$$

де $s'_{sl,g}$ – величина можливого просідання ґрунтів від власної ваги в межах товщі просідання H_{sl} ;

η_{α} – коефіцієнт умов роботи, що враховує спільну роботу об'єкта будівництва (відсіку) з його основою, визначається за формулами:

$$\eta_{\alpha} = (r/L)^2 \text{ при } L > r, \quad (3)$$

$$\eta_{\alpha} = 1 \quad \text{при } L \leq r,$$

При частковому усуненні просадочності ґрунтів у зоні $h_{sl,p}$ величина можливого крену об'єкта будівництва або його відсіку обчислюється за формулою (рисунок 10.1):

$$i_{sl} = s'_{sl,g} \eta_{\alpha} / r + s'_{sl,p} \eta_b / L, \quad (4)$$

де $s'_{sl,p}$ – величина неусунутої частини просідання ґрунтів у зоні $h_{sl,p}$;

η_b – коефіцієнт умов роботи, що враховує спільну роботу об'єкта будівництва (відсіку) з його просідаючою основою, визначається за формулами:

$$\eta_b = (r_1/L)^2 \text{ при } L > r_1, \quad (5)$$

$$\eta_b = 1 \quad \text{при } L \leq r_1, \quad r_1 = h_{sl,p} m_r,$$

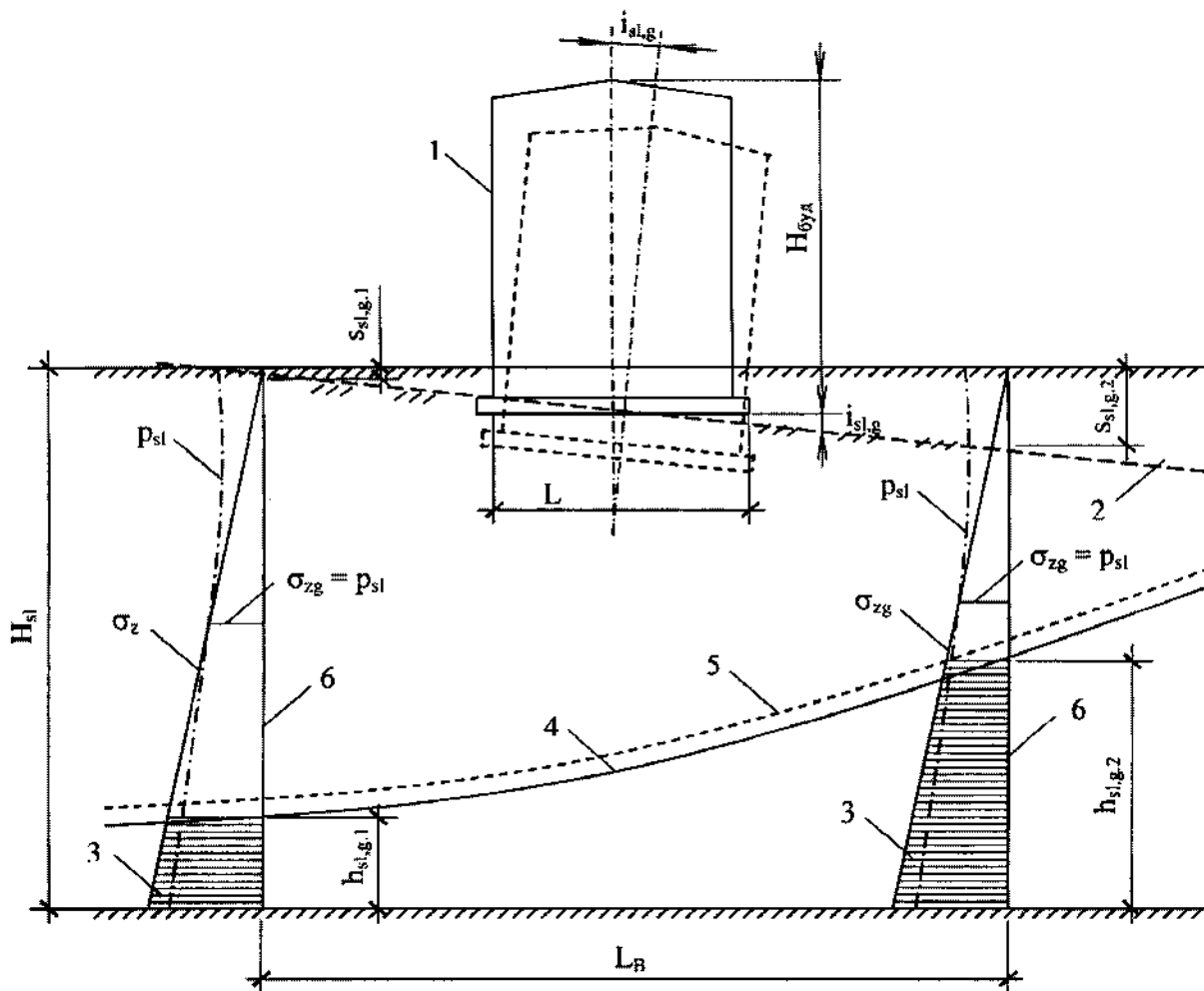
m_r – визначається за таблицею А.1 додатка А в залежності від будови товщі.

10.2.10 Величину можливого крену об'єкта будівництва (його відсіку) або споруди при довгочасному прогнозі підвищення рівня підземних вод за період експлуатації допускається прогнозувати за різницею величин осідання (просідання) земної поверхні на території забудови згідно зі схемою, що на рисунку 10.1, за формулою:

$$i_{sl,g} = (s_{sl,g,2} - s_{sl,g,1}) / L_B, \quad (6)$$

де L_B – відстань між п'езометричними свердловинами або інженерно-геологічними виробками, за даними яких прогнозується підвищення рівня підземних вод і величини осідання земної поверхні у період експлуатації об'єкта;

$s_{sl,g,1}$, $s_{sl,g,2}$ – розрахункові величини просідань земної поверхні від власної ваги ґрунтів товщі, що лежать вище встановленої, або максимального (за прогнозом) рівня підземних вод.



1 – будинок що проектується; 2– прогнозоване осідання земної поверхні; 3 – зони просідання ґрунту від власної ваги (нижче РПВ); 4 – прогнозований рівень підземних вод; 5 – рівень капілярного підняття РПВ; 6 – осі інженерно-геологічних виробок, за даними яких прогнозується значення просідань поверхні при підвищенні РПВ; $i_{sl,g}$ – кут нахилу земної поверхні (об'єкта); L – довжина об'єкту; $H_{бвд}$ – висота об'єкта

Рисунок 10.1 – Розрахункова схема до обчислення величини можливого крену об'єкта будівництва при підвищенні рівня підземних вод

10.2.11 Для об'єктів, оснащених ліфтами, при будівництві на основі комплексу заходів слід дотримуватись умови

$$i_T \leq i_H, \quad (7)$$

де $i_T = \delta/H_{бвд}$ – величина гранично-допустимого крену ліфтової шахти, яка жорстко зв'язана з конструкціями будинку і дорівнює розрахунковій величині крену $i = i_0 + i_{sl,g} + i_{sl,p}$ (10.2.9, 10.2.10);

де δ – величина максимально допустимого відхилення від вертикалі ліфтової шахти;
 $H_{бвд}$ – висота об'єкта будівництва (відсіку) від підшви фундаменту до рівня карниза (парапету), мм;

$i_H = 0,0002$ – величина максимального (гранично-допустимого) крену напрямних кабін ліфта.

Примітка. Величина δ встановлюється за згодою підприємств, що експлуатують ліфти.

Якщо прогнозований розрахунком крен ліфтової шахти $i_T > i_H$, проектування об'єктів будівництва має виконуватись з улаштуванням відокремлених ліфтових шахт, які не зв'язані з конструкціями об'єкта будівництва і мають ніші у його фундаменті для встановлення домкратів, з допомогою яких спочатку здійснюється рихтування шахт до величини $i_T \leq \delta/H_{бвд}$, після чого робиться ревізія та регулювання напрямних кабін до величини $i_H \leq 0,0002$.

Якщо обчислений за 10.2.9 і 10.2.10 загальний крен об'єкта будівництва (відсіку) $i > i_u$, у проектах передбачають інженерні заходи, які компенсують або ліквідують наднормативний крен з допомогою одного з перевірених методів вирівнювання згідно з додатком В із доведенням розрахункової величини крену об'єкта (відсіку) до умови $i \leq i_u$, де i_u – значення граничного крену об'єкта будівництва згідно з таблицею додатка Б.

10.2.12 Довжини відсіків об'єктів будівництва L , що будуються у ґрунтових умовах, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту (із групами складності умов об'єктів будівництва 1-А, 1-Б) і де воно має місце (із групами складності умов будівництва 2-А, 2-Б, 2-В), слід приймати кратними довжинам житлових секцій, але не більше величини

$$L \leq 1,35 H_{\text{буд}} . \quad (8)$$

У ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, з групою складності умов будівництва 1-В довжина відсіків може прийматися як для об'єктів, що споруджуються у звичайних ґрунтових умовах.

10.2.13 Деформаційні шви між відсіками будівлі мають забезпечувати їх вільний крен при нерівномірних деформаціях основи.

Ширину деформаційних швів для забезпечення незалежної роботи відсіків слід призначати з розрахунку на горизонтальні переміщення і крени окремих частин (відсіків) об'єктів будівництва при просіданні ґрунтів від власної ваги і приймати такою, що дорівнює:

– на рівні фундаменту при $r \geq L$

$$\alpha_d = \frac{\varepsilon_u (2rL - L^2 - 0,5r^2)}{L} ; \quad (9)$$

– на рівні фундаменту при $L/2 \leq r < L$

$$\alpha_d = \varepsilon_u r^2 / 2L ; \quad (10)$$

– на рівні карниза

$$\alpha_{\Pi} = 2\alpha_d + \frac{2s_{sl,g} H_{\text{буд}} \eta_{\alpha}}{r} , \quad (11)$$

де L – довжина будівлі (відсіку);

ε_u – значення відносної горизонтальної деформації.

10.2.14 У місцях розташування деформаційних швів мають передбачатися парні утеплені поперечні стіни, що мають опір теплопередачі не менше $0,8 R_0^{TP}$ зовнішньої стіни.

З фасадної сторони шви повинні бути закриті нащільником та утеплені легкостисливим матеріалом, який не перешкоджає взаємному зміщенню зовнішніх стін при нерівномірних деформаціях основи.

На рівні покриття шви мають бути перекриті компенсаційним пристроєм, який захищає також від попадання будівельного сміття, бетону, розчину.

10.2.15 Відсіки безкаркасних об'єктів будівництва, які проектуються на основі комплексу заходів, для об'єктів будівництва в умовах, де має місце просідання від власної ваги ґрунту, рекомендовано прийняти прямокутні в плані форми і наскрізні несучі або самонесучі зовнішні і внутрішні поздовжні і поперечні стіни.

Для створення еркерів та лоджій допускається злам зовнішніх стін у плані на величину не більше 1,8 м за наявності внутрішньої поздовжньої стіни на ділянці зламу із розв'язкою внутрішніх виступів зламу поперечними стінами.

10.2.16 Проектування або прив'язку об'єктів будівництва складної конфігурації в плані, а також при їх протяжності, яка перевищує вимоги пункту 10.2.12 і при обґрунтуванні неможливості розрізки

на відсіки виконують на основі одного з способів об'єкта будівництва, що перелічені у пункті 9.1.1 (повного усунення властивостей просідання ґрунтів або прорізки ґрунтової товщі різними способами).

10.2.17 Фундаментно-підвальну частину об'єкта будівництва чи споруди, яка проектується для будівництва на ґрунтових товщах, де має місце просідання від власної ваги ґрунту, розраховують на вплив горизонтальних переміщень, що виникають при просіданні ґрунту від власної ваги, і конструювати за жорсткою конструктивною схемою.

10.2.18 Підвали і підпідлогові простори розташовують під усім відсіком об'єкта будівництва. Висота технічного підпідлогового простору, у якому прокладаються внутрішні комунікації, повинна бути не менше 1,8 м.

10.2.19 Фундаментні подушки закладають на одній відмітці по ущільненому ґрунтовому шару, влаштованому під усім об'єктом будівництва.

При секційних об'єктах будівництва, які споруджуються на похилому рельєфі, і різних відмітках закладання подушок фундаментів відсіків перехід фундаментів від менш заглибленого відсіку до більш заглибленого влаштовують уступами.

10.2.20 Жорстка конструктивна схема фундаментно-підвальної частини об'єкта будівництва здійснюється шляхом влаштування перехресної системи стрічкових фундаментів, які мають монолітні або збірно-монолітні залізобетонні фундаментні подушки і цокольний залізобетонний пояс поверх фундаментних блоків або стін підвалу (на рівні перекриття над підпідлоговим простором або підвалом). Фундаментно-підвальна частина жорстко з'єднується з наземними конструкціями об'єкта будівництва.

10.2.21 При різних відмітках закладання фундаментів рекомендується влаштовувати фундаментний пояс під усім відсіком в одному рівні на найвищій відмітці закладання фундаментних подушок.

10.2.22 У площині обпирання конструкцій наземної частини об'єкта будівництва на стіни підвалу (підпідлогового простору) треба влаштовувати горизонтальну гідроізоляцію у виді цементної стяжки завтовшки 2-3 см з водостійкими добавками. За наявності гідрогеологічного прогнозу про очікуване підвищення рівня підземних вод на території забудови слід у проектах об'єктів будівництва передбачати гідроізоляцію підлог і стін підвалів (підпідлогових просторів) виходячи з очікуваного максимального рівня підземних вод і відповідної величини утворюваного ними підпору.

10.2.23 У стінах підвалів або підпідлогових просторів для прокладання трубопроводів передбачають отвори, що забезпечують зазори між верхом труби і будівельними конструкціями і які дорівнюють 1/3 розрахункової величини просідання основи від власної ваги ґрунтів, але не менше 0,2 м.

10.2.24 Влаштування підлог підвалів (підпідлогових просторів) виконують по ущільненій ґрунтовій основі з уклоном до водозабірників, підключених до каналізації для відведення аварійних вод. У об'єктах будівництва I та II груп капітальності по ущільненій ґрунтовій основі влаштовують гідроізоляцію з поліетиленових плівок, захищених жорстким бетонним або плитковим покриттям. Зазначена вимога зберігається також при зведенні об'єктів будівництва на пальових фундаментах без ґрунтової подушки у верхній частині основи. При повному усуненні властивостей просідання ґрунтів всієї товщі влаштування підлог підвалів виконується як за звичайних ґрунтових умов.

У технічних підпідлогових просторах і підвалах не допускається розміщення складів та інших господарчих приміщень, що перешкоджають стоку аварійних вод у каналізацію та систематичному спостереженню за станом водоводів. Розташування у підвалах душових, санвузлів та інших приміщень з мокрими процесами не допускається.

10.2.25 Поверхові пояси у панельних об'єктах будівництва проектують шляхом випуску і стикування на зварюванні арматури з панелей на рівні перемичок над прорізами. Допускається використання армопоясів за відповідного розрахункового обґрунтування. Для стін підвалів доцільніше застосування панелей з поясами у верхньому та нижньому рівнях.

У великоблокових об'єктах будівництва поверхові пояси проектуються з поясних і перемищових блоків, армованих і з'єднаних між собою сталевими зв'язками на зварюванні.

Поверхові пояси у об'єктів будівництва з несучими цегляними стінами проектують збірно-монолітними, монолітними залізобетонними або армоцегляними.

10.2.26 У місцях зламу стін (поджії, еркери) у об'єктах будівництва зі стінами з великих блоків чи цегли стінові та фундаментні пояси мають проходити прямолінійно і, крім того, повторювати злами стін. Як прямолінійні елементи пояса допускається використовувати конструкції перекриттів, які мають бути підсилені у місцях зламів і мати надійні зв'язки з конструкціями основного пояса.

10.2.27 Несучі стіни великоблокових і цегляних об'єктів будівництва проектують з крупних стінових блоків, що виготовляються із цегли, легких бетонів, у тому числі ніздрюватих, або природного каменю, а також із монолітної цегляної кладки. Несучі стіни з легкобетонних блоків і блоків із природного каменю проектують з дворядною розрізкою. При проектуванні стін із цегляних блоків рекомендується застосовувати трирядну розрізку.

10.2.28 Відстані між поперечними стінами повинні бути не більше 1,5 ширини будинку за наявності середнього ряду колон замість внутрішньої поздовжньої несучої стіни і не більше двох ширин у об'єктах будівництва з трьома поздовжніми несучими стінами. У всіх випадках відстань між поперечними стінами не має перевищувати 18 м.

Для забезпечення просторової жорсткості будівель використовуються, крім стін торцевих і міжсекційних, стіни сходових кліток. При цьому одна із стін сходової клітки продовжується на всю ширину будівлі.

10.2.29 Влаштування балконів, еркерів і карнизів у виді підсилених консольних вильотів панелей перекриттів або покриттів має перевагу для забезпечення їх міцності і надійності при нерівномірному осіданні і кренах об'єкта.

10.2.30 Ослаблення несучих стін вентиляційними каналами має компенсуватись додатковим армуванням у виді горизонтальних зварних сіток, об'єднаних поперечними арматурними каркасами, розташованими у поперечних стінах каналів.

10.2.31 Опорядження фасадів цегляних об'єктів будівництва виконують лицьовою цеглою під розшивку або іншими матеріалами, що є елементами кладки. Облицювання стін важкими плитами, за винятком цоколів об'єктів, а також застосування великорозмірних керамічних облицювань допускається за умови вжиття спеціальних конструктивних заходів, що запобігають можливості відриву та обвалення облицювальних плит при нерівномірних осіданнях об'єкта будівництва.

10.2.32 У проектах об'єктів будівництва, що проектуються для будівництва із застосуванням комплексу заходів в умовах 1-А, 1-Б і 2-А, 2-Б, для спостереження за осіданням та кренами об'єктів будівництва передбачають установлення геодезичних марок, які розташовують на рівні цокольного пояса зовнішніх стін.

10.3 Інженерні споруди і трубопроводи

10.3.1 Споруди баштового типу (силосні корпуси, вугільні башти), які зводять на просідаючих товщах із неусунутою просадочністю ґрунтів, проектують на основі жорстких конструктивних схем.

Для запобігання або зниження величин розрахункових кренів баштових споруд, що перевищують граничні значення, збільшують розміри підшви фундаменту, слід опускати за можливості центр ваги споруди, передбачати вантові пристрої, а також заходи з вирівнювання споруди.

10.3.2 Транспортні галереї слід проектувати за піддатливими схемами. Несучі конструкції транспортних галерей рекомендується передбачати металевими, розрізної конструкції зі швами на опорах. При цьому має забезпечуватись можливість рихтування галереї на опорах у горизонтальній площині за нормаллю до її поздовжньої осі.

Облирання транспортної галереї на будівлю проектується шарнірно-рухомим. Деформаційні шви мають бути перекриті націльниками.

10.3.3 Протяжні підземні споруди (тунелі, канали, переходи тощо) рекомендується проектувати:

– у поздовжньому напрямку – за піддатливими схемами з розрізкою деформаційними швами на окремі жорсткі відсіки;

– у поперечному напрямку – за піддатливими і жорсткими конструктивними схемами.

10.3.4 Довжина відсіків протяжних підземних споруд приймається залежно від несучої здатності конструкції, величини навантажень та дії від деформації основи.

Деформаційні шви між суміжними відсіками захищають від потрапляння атмосферних опадів.

10.3.5 Поздовжні нахили лотків протяжної підземної споруди, які передбачаються для відведення аварійних вод, проектують із врахуванням можливих нахилів земної поверхні.

10.3.6 Для забезпечення нормальної експлуатації інженерних комунікацій, прокладених у протяжних підземних спорудах, передбачають влаштування спеціальних піддатливих опор і компенсаційних пристроїв.

10.3.7 Ємкісні заглиблені споруди проектує за піддатливими, комбінованими або жорсткими конструктивними схемами з забезпеченням необхідної герметизації стиків.

10.3.8 Закриті ємкісні заглиблені споруди проектуються переважно за піддатливими і комбінованими конструктивними схемами.

Піддатлива конструктивна схема здійснюється влаштуванням пристосованих до нерівномірних деформацій основи піддатливих водонепроникних швів на стиках конструкцій збірних стін, а також у їх з'єднаннях з покриттям, днищем і перегородками.

10.3.9 Відкриті ємкісні заглиблені споруди проектуються за жорсткими і комбінованими конструктивними схемами, а споруди, що мають стаціонарне обладнання, – за жорсткими схемами.

Відкриті заглиблені споруди, що не мають стаціонарного обладнання, слід проектувати:

– прямокутними в плані – за жорсткою конструктивною схемою;

– круглими – за жорсткою конструктивною схемою за наявності підземних вод і за комбінованою – із днищем, відсіченим від стін деформаційним швом за відсутності підземних вод.

10.3.10 Ємкісні заглиблені споруди для будівництва на обводнених лесових ґрунтах з високим рівнем підземних вод слід проектувати з піддатливими швами, які забезпечують герметичність при деформаційних впливах та гідростатичному тиску в найбільш небезпечних перерізах.

10.3.11 Відстань від водомістких об'єктів будівництва до будівель і споруд приймається:

– у ґрунтових умовах, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту з групами складності умов будівництва 1-А, 1-Б, – не менше півтори товщини шару просідання, а з групою складності 1-В – як у звичайних ґрунтових умовах;

– у ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, при водопроникних підстильних ґрунтах з групою складності умов будівництва 2-В – не менше півтори товщини шару просідання, а при водонепроникних незалежно від групи складності умов будівництва – не менше трикратної товщини цього шару, але не більше 40 м.

10.3.12 Споруди з мокрими технологічними процесами і споруди для зберігання запасів води (градирні, бризкальні басейни, очисні пристрої, резервуари) проектують з водозахисними заходами і пластовим дренажем.

Споруди, експлуатація яких призводить до обводнення прилеглої до них території (бризкальні басейни, градирні), оточують вимощенням шириною, що виключає можливість попадання води за її межі, з ухилами 3 % у бік споруди і випуском у водоприймальну систему з пластовим дренажем.

10.3.13 Споруди, у яких замочування ґрунтів основи можливе внаслідок витікання води з внутрішніх мереж, а також із близько розташованих зовнішніх водонесучих комунікацій або при загальному чи місцевому підвищенні рівня підземних вод, проектують з водозахисними заходами і дренажем, а у випадку підтоплення заглиблених частин – з урахуванням впливу на конструкції підпору підземних вод.

10.3.14 Міцність трубопроводів перевіряють при спільній дії навантажень, що виникають за звичайних умов будівництва і регламентуються цим стандартом, з врахуванням дії від просідання ґрунтів.

10.3.15 Як конструктивні заходи захисту встановлюють компенсатори, щоб підвищувати міцність труб і зварних стиків у поєднанні з полімерними покриттями і малозащемлюючими обсіпками, а також підвищувати герметичність розтрубних стиків.

11 ПРОЕКТУВАННЯ БУДИНКІВ І СПОРУД НА ПРОСІДАЮЧИХ ҐРУНТАХ У СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ

11.1 Загальні вказівки

11.1.1 Проектування об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах виконують на основі засобів будівництва, передбачених пунктом 9.1.

11.1.2 Вибір конструктивно-планувальних вирішень об'єктів будівництва, а також складу та обсягу захисних заходів, що забезпечують їх міцність і нормальну експлуатацію, здійснюється з урахуванням очікуваної величини просідання, потужності товщі просідання, категорії ґрунту за сейсмічними властивостями, розрахункової сейсмічності майданчика будівництва, конструктивних особливостей об'єктів будівництва, умов їх експлуатації, прогнозу можливого замочування ґрунтів основи у межах усієї або частини товщі просідання та взаємозв'язку з сусідніми об'єктами і водонесучими комунікаціями.

11.1.3 Встановлення розрахункової сейсмічної інтенсивності майданчика будівництва у період вишукувань, а також на прогнозований період експлуатації об'єкта будівництва виконують за картами А, В і С ДБН В.1.1-12 з урахуванням передбачуваної геотехнічної меліорації, що містить заходи щодо запобігання підтоплення основи в поєднанні з частковою або, за можливості, повною заміною ґрунтів III категорії за сейсмічними властивостями ґрунтами I і II категорій і уточнюються сейсмічним мікрорайонуванням (СМР). Результати СМР мають відображати реальну картину на майданчику після виконання заходів із заміни ґрунтів.

Розрахункову сейсмічну інтенсивність майданчика для об'єктів будівництва з СС1 і СС2 відповідно до пункту 5.1.3 ДБН В.1.1-12 допускається визначати спрощено на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань.

При оцінці умов будівництва на обводнених просідаючих ґрунтах, що втратили свої властивості до просідання, розглядають їх як для варіанту природної вологості ґрунтів майданчика будівництва з урахуванням заходів, передбачуваної геотехнічної меліорації і уточнювати сейсмічним мікрорайонуванням (СМР) згідно з нормами на проектування в сейсмічних районах.

11.1.4 При виборі складу та обсягу геотехнічних і конструктивних захисних заходів базуються на результатах розрахунку конструкції об'єкта будівництва від нерівномірних осідань (просідань) основи, визначених для інженерно-геологічних умов майданчика будівництва з урахуванням зусиль від сейсмічних впливів. Результати розрахунку зіставляються з величинами, що відповідають гранично-допустимій нерівномірності осідань за умови додержання експлуатаційних вимог до конструкцій, обладнання і комунікацій, після чого визначаються склад і обсяг необхідних захисних конструктивних заходів.

11.1.5 Для будівництва на просідаючих ґрунтах в умовах груп складності 1-А, 1-Б та 2-А, 2-Б у сейсмічних районах рекомендується застосовувати проекти об'єктів, які розроблені для зведення на просідаючих ґрунтах.

При цьому рекомендується поєднувати захисні протипросадочні й антисейсмічні конструктивні заходи (із урахуванням жорсткості наземної будівлі) при розрахунку і конструюванні наземних конструкцій і фундаментно-підвальної частини об'єкта.

11.1.6 Об'єкти будівництва на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах слід проектувати з мінімальною вагою (огорожі з легких матеріалів, тонкостінні конструкції) з метою зниження розрахункових зусиль від інерційних сил та просідання ґрунтів основи.

11.1.7 Проектування інженерних споруд та трубопроводів для будівництва на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах виконують із застосуванням додаткових заходів щодо укріплення їх основ та підсилення конструкцій, виходячи із розрахунку на сейсмічні впливи в умовах можливого водонасичення просідаючих ґрунтів в основі фундаментів споруд.

11.2 Основні вимоги до розрахунків

11.2.1 Розрахунок конструкцій об'єктів будівництва, перевірка їх міцності, стійкості, експлуатаційної придатності та конструювання при проектуванні на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах виконують з застосуванням просторових розрахункових схем з застосуванням статичних "С" і динамічних "Д" моделей на такі сполучення навантажень:

Iс – основне, в якому враховуються постійні навантаження, тривалі тимчасові та короточасні (у т.ч. постійна складова вітру), нерівномірна стисливість ґрунтової основи в природному (в тому числі обводненому) стані (модель "С");

IIс – аварійне (особливе), у якому враховуються постійні, тривалі тимчасові, короточасні (у т.ч. постійна складова вітру) та особливі впливи: нерівномірні зменшення жорсткості та нерівномірних деформацій основи внаслідок замочування просідаючих ґрунтів (при неповному усуненні просадочності) (модель "С");

IIIд – аварійне (особливе), у якому враховуються постійні, тривалі тимчасові, короточасні навантаження, що формують сейсмічні навантаження, нерівномірну стисливість ґрунтової основи в природному (в тому числі обводненому) стані при сейсмічних впливах, розрахункова сейсмічна інтенсивність дії (модель "Д");

IVд – аварійне (особливе), у якому враховуються постійні, тривалі тимчасові, короточасні навантаження, що формують динамічні властивості об'єкта і сейсмічні навантаження, нерівномірна стисливість ґрунтової основи внаслідок замочування просідаючих основ (при неповному усуненні просадочності) при сейсмічних впливах, розрахункова сейсмічна інтенсивність дії (модель "Д");

Vд – аварійне (особливе), у якому враховуються постійні, тривалі тимчасові, короточасні навантаження, що формують динамічні властивості об'єкта, нерівномірна стисливість ґрунтової основи в природному (в тому числі обводненому) стані та інтенсивність пульсаційної складової вітрового впливу (модель "Д");

VIд – аварійне (особливе), у якому враховуються постійні, тривалі тимчасові, короточасні навантаження, що формують динамічні властивості об'єкта, нерівномірна стисливість ґрунтової основи внаслідок замочування просідаючих ґрунтів основи (при неповному усуненні просадочності) при динамічних впливах та пульсаційна складова вітрового впливу (модель "Д");

Примітка 1. В кожному із зазначених сполучень навантажень ураховано тільки один аварійний вплив.

Примітка 2. В динамічних моделях враховуються деформований стан об'єкта і нерівномірні розподіли жорсткісних характеристик основ, що отримані в статичних розрахунках з урахуванням швидкоплинних процесів сейсмічних чи вітрових впливів.

За результатами розрахунку на Iс основне сполучення навантажень призначаються розміри фундаментів і визначаються розстановки і перерізи основних конструктивних елементів об'єктів будівництва.

У розрахунках на IIс особливе сполучення за деформаціями і міцністю перевіряється задоволення умов граничних деформацій для об'єкта будівництва, що проектується, і здійснюється вибір і обґрунтування геотехнічного і/чи конструктивного захисту. При цьому розглядають різні варіанти підготовки основи і конструкцій фундаментів із визначенням відповідних кожному варіанту величин розрахункового просідання, осідання та конструктивних засобів захисту. Розрахунки виконуються з урахуванням нелінійно непружних властивостей матеріалів конструкцій і ґрунтів основи, а також конструктивно нелінійних контактних умов взаємодії фундаментів і їх основ.

У розрахунках на IIIд і IVд сполучення навантажень визначається НДС, перевіряється прийняте конструктивне вирішення об'єкта будівництва за умовами міцності та стійкості його основи при сейсмічних впливах.

У розрахунках на Vд і VIд сполучення навантажень перевіряється прийняте конструктивне вирішення об'єкта будівництва за умовами міцності та стійкості його основи при пульсаційній складовій вітрового впливу.

При проектуванні несучих конструкцій об'єкта будівництва та геотехнічних і конструктивних заходів його захисту розглядають такі розрахункові сполучення навантажень (РСН): Ic + IIc, Ic (без постійної складової вітру) + IIIд, IIc (без постійної складової вітру) + IVд, Ic + Vд, IIc + VIд. Результати додаються.

В РСН: Ic (без постійної складової вітру) + IIIд та IIc (без постійної складової вітру) + IVд для варіанту прояву сейсмічного впливу після замочування просідаючих ґрунтів основи враховують збільшення в них деформацій просідання за рахунок збільшення сумарних напружень як результат післядії сейсмічного впливу. Варіант прояву сейсмічного впливу перед замочуванням просідаючих ґрунтів основи відповідає РСН: Ic (без постійної складової вітру) + IIIд.

До конструювання застосовується найбільш несприятливий напружено деформований стан РСН об'єкта будівництва.

11.2.2 Розрахунки з конструювання (армування) слід виконувати з використанням статичних "С" і динамічних "Д" розрахункових моделей при відповідних навантаженнях і впливах. Армування конструкцій визначається за НДС від статичних навантажень і впливів (при природній вологості ґрунтів основи і їх просадки при замочуванні), динаміка (сейсміка чи пульсація вітрового потоку може збільшити площу арматури).

Характеристики жорсткості основи в статичних і динамічних моделях відрізняються за величиною в 5 – 6 разів. Тому основні величини осадок и просадок, а також їх нерівномірність, зусилля і напруження в конструкціях, які обумовлюють основні площини армування, визначають розрахунками з використанням статичних моделей "С".

Амплітуди коливань конструкцій і виникаючі в них зусилля і напруження при сейсмічних впливах чи пульсаціях вітрового потоку мають короткочасний знакозмінний характер, що виникають на фоні діючого в них статичного напружено-деформованого стану. Відповідно, додаткові зусилля і напруження зі знаком статичних додаються, а конструкції забезпечуються відповідною їм додатковою площиною арматури, яка визначається розрахунками з використанням динамічних моделей "Д".

11.2.3 Згідно з 11.2.1 у випадку особливих сполучень Ic і IIc розрахунки виконуються із врахуванням нелінійно-непружних особливостей деформування основ і конструкцій і конструктивної нелінійності контактних умов взаємодії фундаментів з основою.

При визначенні величин сейсмічних чи вітрових впливів (періодів і форм коливань) в сполученнях IIIд ... VIд враховується пружна піддатливість нерівномірно стисливих просідаючих основ (пружні коефіцієнти жорсткості основи) і деформована схема конструкцій, визначена при сполученнях Ic і IIc.

Коефіцієнт K_1 , що враховує neprужні деформації і локальні пошкодження елементів об'єктів будівництва, приймається згідно з пунктом 6.3.1 ДБН В.1.1-12 Бальність майданчика забудови визначається сейсмомікрорайонуванням як для ґрунтів природньої вологості, у т.ч. підтопленому стані, або за картами А, В, С.

У розрахунках на IIIд і IVд (особливе сполучення) перевіряється також несуча здатність основи об'єктів будівництва від перекидного моменту, який викликається спільною дією горизонтального сейсмічного та вертикального навантажень (власна вага), що прикладаються до деформованої схеми. При цьому враховуються крен будівлі або споруди від нерівномірного просідання основи і його деформації за основною формою коливань.

11.2.4 У розрахунках об'єктів будівництва на дії просідання і сейсміки необхідно застосовувати тривимірні розрахункові моделі, здатні відображати одночасно як вертикальні, так і горизонтальні схеми навантаження і деформування конструкцій, піддатливість та інерційні властивості основ, а також затухання коливань.

В районах 6-бальної сейсмічності для об'єктів з регулярною структурою несучих стін до 4-х поверхів, а також при співвідношенні висоти чи довжини об'єкта будівництва до його ширини

більше ніж 3 згідно з 3.6.1 ДБН В.1.1-12 дозволяється застосовувати двовимірні розрахункові схеми.

Допускається застосовувати одновимірну модель вертикального стрижня пружно защемленого в основі згідно з 3.6.1 ДБН В.1.1-12, тільки для визначення сейсмічних навантажень на об'єкти (відсіки) та споруди з регулярною структурою поздовжніх та поперечних несучих стін, які мають вертикальний розмір розрахункової довжини, що перевищує не менш ніж у 2 рази більший з їх горизонтальних розмірів. Таку модель використовують також для розрахунків споруд баштового типу.

11.3 Вимоги до вибору проектних вирішень

11.3.1 Об'єкти будівництва, призначені для будівництва на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах, проектується на основі архітектурно-планувальних схем із застосуванням конструктивних заходів (підсилень), які підвищують їх міцність та просторову жорсткість виходячи з імовірності роздільного або спільного прояву просідання основи і сейсмічних дій.

11.3.2 Конструктивні та об'ємно-планувальні вирішення об'єктів мають задовольняти вимогам будівельних норм за умов їх будівництва та експлуатації на просідаючих ґрунтах і в сейсмічних районах і виконуватись з максимальною уніфікацією індустріальних виробів, які використовуються у будівництві за таких інженерно-геологічних умов.

11.3.3 Архітектурно-планувальні вирішення мають передбачати конфігурацію об'єктів будівництва, що допускає їх розрізання деформаційними та антисейсмічними швами на незалежні відсіки. Крок швів приймають за розрахунком, а також передбачають їх у місцях примикання частин об'єкта будівництва різної поверховості або з різними конструктивними схемами, які відрізняються ступенем чутливості до нерівномірних осідань та сейсмічних дій, величинами навантажень на фундаменти і в місцях зміни потужності шару просідаючих ґрунтів в основі об'єкта будівництва.

11.3.4 Проектування і конструктивне здійснення деформаційних швів виконують відповідно до вказівок розділу 9 (9.2.4, 9.2.8), розділу 10 (10.1.10, 10.2.13, 10.2.14) також з урахуванням положень 7.1.4 – 7.1.7 ДБН В.1.1-12. При цьому ширина деформаційних швів збільшується на величину сумарних амплітуд зустрічних коливань відсіків від сейсмічних дій.

11.4 Каркасні будівлі

11.4.1 Конструктивні та архітектурно-планувальні рішення каркасних об'єктів будівництва, які проектується для будівництва на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах, розробляються з урахуванням вказівок розділу 10 і ДБН В.1.1-12 та включають:

- розрізку деформаційними швами на окремі відсіки, що працюють незалежно;
- підсилення фундаментно-підвальної частини шляхом влаштування жорстких перехресних фундаментних систем, об'єднання фундаментних подушок у плиту;
- підвищення загальної просторової жорсткості об'єктів будівництва з допомогою установавання вертикальних діафрагм та блоків жорсткості;
- підсилення вузлів з'єднання елементів каркаса.

11.4.2 Каркасні об'єкти будівництва рекомендується проектувати у виді жорстких рамних та змішаних (рамно-зв'язкових) систем.

Вибір конструктивної схеми каркаса виконується за результатами техніко-економічного аналізу з урахуванням місцевих умов та досвіду будівництва, поверховості і призначення об'єкта будівництва, що проектується, категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями.

Допускається проектування багатопверхових каркасних об'єктів будівництва на основі зв'язкового каркаса з вертикальними ядрами жорсткості, безперервними за висотою та розташованими рівномірно і симетрично відносно центра ваги об'єкта.

11.4.3 При проектуванні каркасів рамної системи з поперечним та поздовжнім розташуванням несучих ригелів всі вертикальні і горизонтальні навантаження сприймаються рамами, а дії від нерівномірних деформацій основи – жорсткою фундаментно-підвальною частиною. Просторова

жорсткість каркаса забезпечується: в горизонтальній площині роботою перекриттів як горизонтальних діафрагм жорсткості, а у вертикальній – роботою рам.

11.4.4 Каркаси зі змішаною (рамно-зв'язковою) системою слід проектувати з рамними вузлами рам поперечного напрямку та рам поздовжніх крайніх (пристінних), які сприймають опорні згинальні моменти від усіх видів дій за пружною схемою. Ригелі поздовжніх рам середніх (внутрішніх) рядів закріплюються на опорах із частковим заземленням.

Зв'язкові елементи (діафрагми жорсткості), які несуть вертикальні навантаження і сприймають зусилля від горизонтальних (вітрових і сейсмічних) сил, а також ті, що забезпечують просторову жорсткість об'єкта, утворюються з'єднанням колон із блоками вертикальних діафрагм жорсткості.

Геометрична незмінність каркасів у горизонтальній площині повинна забезпечуватись роботою перекриттів як незмінних горизонтальних дисків, що розподіляють зусилля від горизонтальних навантажень між рамами каркаса і діафрагмами жорсткості.

У вертикальній площині геометрична незмінність каркаса забезпечується встановленням на всю висоту об'єкта будівництва вертикальних діафрагм жорсткості симетрично в плані за винятком технічного поверху (горища). Вертикальних діафрагм в одному напрямку повинно бути не менше двох і розташовувати їх слід у різних площинах.

Впливи від нерівномірних деформацій просідаючої основи сприймаються жорсткою фундаментно-підвальною частиною.

11.4.5 Конструкції фундаментно-підвальної частини каркасних об'єктів будівництва проектується з метою сприйняття та перерозподілу зусиль і вирівнювання нерівномірних осідань стояків каркаса при деформаціях основи (10.1.5).

Фундаментно-підвальні конструкції виконуються окремо для кожного відсіку будинку чи споруди, відділеного від сусіднього деформаційним швом.

Для об'єктів будівництва заввишки до 4 поверхів допускається влаштування фундаментно-підвальної частини у виді комбінованої конструкції, яка складається із просторової системи монолітних залізобетонних рандбалок та цокольних поясів із заповненням блоками з бетону або місцевих матеріалів, розрахованої на нерівномірні деформації просадочної основи.

Фундаментно-підвальну частину об'єктів будівництва заввишки понад 4 поверхи рекомендується проектувати у виді системи монолітних перехресних залізобетонних балок по монолітних стрічках або по суцільній залізобетонній плиті і залізобетонних цокольних поясів із заповненням блоками з бетону або місцевих матеріалів, розрахованої на нерівномірні деформації просідаючої основи.

11.4.6 На майданчиках сейсмічністю 9 балів фундаментно-підвальні частини об'єкта будівництва виконуються аналогічно з 11.4.5 на монолітній залізобетонній плиті. Придатні для експлуатації підвали рекомендується влаштовувати із розташуванням несучих конструкцій (стін, стовпів), аналогічним їх розташуванню у наземній частині.

Для одноповерхових об'єктів будівництва допускається влаштування стрічкових монолітних фундаментів.

11.5 Безкаркасні будинки

11.5.1 Конструктивні та архітектурно-планувальні вирішення безкаркасних об'єктів будівництва, що проектується для будівництва на просідаючих ґрунтах у сейсмічних районах, слід розробляти на основі вказівок розділу 10 з урахуванням 11.1.6 – 11.3.4 та 7.7 – 7.10 ДБН В.1.1-12. При цьому об'єкти будівництва, що проектується на територіях з групами складності умов будівництва 2-А, 2-Б, 2-В у сейсмічних районах, розраховуються на вплив горизонтальних переміщень, які виникають від сейсмічної дії та при просіданні ґрунтів від власної ваги, і проектувати за жорсткою конструктивною схемою.

11.5.2 Жорстка конструктивна схема фундаментно-підвальної частини об'єкта повинна включати влаштування монолітного залізобетонного пояса по монолітних або збірно-монолітних подушках, жорстко з'єднаного з наземними конструкціями, а також антисейсмічного пояса по верху фундаментних блоків (на рівні перекриття над підпідлоговим простором або підвалом).

11.5.3 На рівні перекриттів і покриттів влаштовуються пояси підсилення по всіх поздовжніх і поперечних стінах згідно з 10.2.24, 10.2.25. Поверхові (антисейсмічні та вирівнювальні) пояси у панельних будинках влаштовують з допомогою випуску і стикування з застосуванням зварювання арматури з панелей на рівні перемичок над прорізами.

У великоблокових об'єктах будівництва поверхові пояси утворюються з'єднанням на зварюванні арматурних випусків, закладених у поясні та перемичкові блоки.

У об'єктах будівництва з несучими цегляними стінами поверхові пояси слід проектувати монолітними залізобетонними. Антисейсмічні пояси верхніх поверхів об'єктів з цегляними або блочними стінами зв'язують з кладкою вертикальними випусками арматури.

11.5.4 На майданчиках з сейсмічністю 9 балів конструктивна схема об'єктів будівництва складатеться з несучих поперечних стін із малим кроком (до 3,6 м) та поздовжніх швів із монолітного залізобетону. Конструктивна схема громадських безкаркасних об'єктів будівництва має включати несучі поздовжні і поперечні стіни з монолітного залізобетону. При цьому застосовують перекриття та покриття у виді плоских монолітних або збірно-монолітних залізобетонних плит з опалубкою, яка залишається, а також плоских збірних залізобетонних плит, обпертих по контуру, з арматурними випусками для з'єднання з монолітними стінами.

12 КОНСТРУКТИВНІ І ГЕОТЕХНІЧНІ ЗАХОДИ ЗАХИСТУ ЩОДО УСУНЕННЯ АБО ЗМЕНШЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ, СКЛАДЕНИХ ПРОСІДАЮЧИМИ ҐРУНТАМИ

До складу заходів, що усувають або зменшують деформації основ, складених просідаючими ґрунтами, які рекомендовано до використання, входять такі.

12.1 Ущільнення просідаючих ґрунтів попереднім замочуванням, у тому числі з використанням глибинних вибухів

12.1.1 Спосіб рекомендується застосовувати для усунення просадочності ґрунтів, зниження їх деформативності та підвищення несучої здатності при товщах просідання завглибшки понад 8 м, які характеризуються просіданням від власної ваги. Застосування способу ефективно при ущільнюваних ґрунтах, які представлені пілуватими пісками, супісками або лесоподібними суглинками з щільністю сухого ґрунту не більше $15,0 \text{ кН/м}^3$ і коефіцієнтом фільтрації не менше $0,05 \text{ м/дїб}$.

12.1.2 Кількість води, необхідна для замочування, визначається для конкретного майданчика з допомогою розрахунку за умови досягнення ступеня вологості ґрунтів не менше $0,8$ у межах всієї товщі просідання.

Якщо ґрунти просідаючої товщі зволожені недостатньо, то здійснювати вибухи забороняється для запобігання можливого утворення камуфлетних порожнин.

Вибухові роботи виконуються тільки спеціалізованими організаціями.

12.1.3 Усунення властивостей просідання ґрунтів верхнього недоущільненого шару потужністю $2,5 \text{ м} - 4,0 \text{ м}$ виконуються:

– пошаровим влаштуванням ґрунтових, гравійно-піщаних, щебених та інших піщаних подушок;

– доущільненням ґрунтів важкими трамбівками;

– прорізкою верхнього шару фундаментами.

12.1.4 Для виключення впливу замочування і глибинних вибухів на розташовані поблизу об'єкти будівництва відстань до них від найближчого боку замочуваного майданчика має бути не менше величини розрахункової сейсмічної зони і трикратної товщини шарів просідання ґрунту за наявності під ним водопору, а за його відсутності – п'ятнадцятикратної товщини шарів просідання ґрунту.

12.1.5 Об'єкти будівництва на основах, ущільнених попереднім замочуванням (у тому числі глибинними вибухами), рекомендується проектувати з урахуванням можливих нерівномірних осідань та тривалості часу консолідації ґрунтів основи. Нерівномірні осадки фундаментів повинні обчислюватися з урахуванням мінливості стисливості ґрунту, яка оцінюється коефіцієнтом α .

$$\alpha = E_{\max} / E_{\min} , \quad (1)$$

де E_{\max} і E_{\min} – відповідно максимальне і мінімальне значення осередненого за глибиною модуля деформації обводнених ґрунтів основи в межах контуру об'єкта будівництва.

Величина α встановлюється за даними випробувань ґрунтів на конкретному майданчику об'єкта будівництва, але має прийматися у розрахунках не нижче $\alpha = 1,5$.

12.2 Регульоване замочування просідаючих ґрунтів

12.2.1 Спосіб регульованого замочування може застосовуватися для будівництва будівель заввишки до 16 поверхів включно для усунення властивостей просідання ґрунтів на товщах із максимальною величиною просідання від власної ваги ґрунту до 1,5 м, які не відносяться до зсувних, закарстованих і сейсмічних територій. Застосовується у процесі зведення об'єктів будівництва з ущільненням ґрунтів основи під дією зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту.

12.2.2 При просіданні ґрунтів від власної ваги до 0,5 м застосовують одностадійне замочування у процесі зведення об'єкта будівництва, а понад 0,5 м – замочування здійснюється за дві стадії: перша – до зведення будинку або споруди, друга – у процесі його зведення.

При одностадійному замочуванні ґрунтів основи об'єктів будівництва слід проектувати з урахуванням нерівномірних осідань замоченого ґрунту під впливом зовнішнього навантаження, а за ґрунтових умов, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, – на дію нерівномірних деформацій основи.

При двостадійному замочуванні ґрунтів основи об'єктів будівництва слід проектувати з урахуванням нерівномірних осідань від зовнішнього навантаження, виходячи з умови завершення осідання ґрунтів від власної ваги у період попередньої стадії замочування.

12.2.3 Об'єкти, що проектуються на базі способу регульованого замочування ґрунтів основ, повинні мати прямокутну в плані конфігурацію із співвідношенням сторін 1:2 для об'єктів будівництва до 9 поверхів включно і 1:3 – для об'єктів будівництва вище 9 поверхів. При цьому довжина об'єктів будівництва (відсіку) має бути не більше ніж 1,3 його висоти від підшви фундаменту до карниза і не повинна перевищувати значень, що допускаються нормативними документами на проектування бетонних, залізобетонних, кам'яних і армокам'яних конструкцій з урахуванням температурно-усадних деформацій матеріалу.

Проектування протяжних об'єктів будівництва необхідно здійснювати з розрізкою їх на окремі відсіки (не більше 6). При цьому ширина деформаційних швів між наземними частинами відсіків є розрахунковою величиною і повинна бути не менше 300мм у світлі. Допускається при розрахунковому обґрунтуванні зміщення відсіків між собою у плані на величину не більше 1/5 ширини об'єкта будівництва і по висоті – не більше ніж 1/6 м над меншим відсіком.

12.2.4 Конструкція ґрунтових основ має включати шар ґрунту, ущільнений трамбівками, укочуванням або поєднанням цих способів, під яким влаштовується спеціальна дренажна система для виконання робіт з регульованого замочування підстильних просідаючих ґрунтів у процесі зведення об'єкта будівництва.

12.2.5 Проектування об'єктів будівництва із застосуванням регульованого замочування слід виконувати з урахуванням того, щоб зона розвитку просідань не досягала основ існуючих сусідніх будівель і споруд.

Зона розвитку просідань у сторони від об'єкта будівництва, що проектується, повинна визначатися за формулою:

$$l_H = h \operatorname{tg} \beta ,$$

де h – відстань від підшви ущільненого шару до нижньої межі товщі просідання, м;
 β – кут розтікання води в сторони, який приймається для супісків і лесів 35° і для лесоподібних суглинків 50° .

Відстань від раніше споруджених об'єктів способом регульованого замочування повинна складати не менше $0,5l_H$ для об'єктів без ліфтів та $0,7l_H$ – для об'єктів будівництва з ліфтами.

Примітка 1. Застосування способів об'єктів будівництва за умовами пунктів 12.1 – 12.2 даного стандарту повинне здійснюватися з обов'язковим врахуванням вимог розділу 5 цього стандарту.

Примітка 2. Проектування об'єктів будівництва з використанням способу ущільнених попереднім замочуванням та регульованого замочування здійснюється за умовами пунктів 12.1 – 12.2 на підставі розрахункових обґрунтувань організаціями, які мають відповідний досвід виконання цих робіт, під науково-технічним супроводом наукової організації, яка спеціалізується в галузі підготовки основ, складених просідаючими ґрунтами.

12.3 Ущільнення товщі ґрунтовими пальями або армування вертикальними елементами підвищеної жорсткості

12.3.1 Спосіб застосовується при товщах просідаючих ґрунтів до 25 м, відсутності у межах товщі шарів піску та при оптимальній вологості ґрунту (на 0,02 – 0,04 нижче вологості на межі розкочування).

12.3.2 При проектуванні ґрунтових масивів, армованих елементами підвищеної жорсткості, з метою захисту таких елементів від навантажуючого тертя, яке може виникати при просіданні ґрунтової оточуючої товщі, слід по всьому периметру відокремлювати армований масив з боків вертикальними водозахисними екранами у вигляді трьох рядів ґрунто-набивних паль, "стіл у ґрунті", ЖЕТ-паль тощо, а зверху перекрити масив горизонтальним водозахисним екраном, наприклад, з бентоматів або ґрунтової подушки (ущільненого зв'язного ґрунту), що його перекриває.

З цією метою допускається застосовувати компенсаційні траншеї, які влаштовуються по периметру армованого масиву.

12.4 Стовпи і стрічки із закріпленого ґрунту

12.4.1 Фундаментні конструкції у виді стовпів або стрічок із закріпленого ґрунту рекомендується застосовувати з повною прорізкою усіх шарів просідаючих та інших видів ґрунтів, характеристики міцності яких знижуються при замочуванні. Спирання кінців стовпів та стрічок повинно передбачатися на малостисливі ґрунти (скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, щільні та середньої щільності, піщані, пілувато-глинисті, глинисті твердої та напівтвердої консистенції).

12.4.2 Застосування висячих стовпів та стрічок допускається за умови повної прорізки ними всіх шарів просідання ґрунтів, якщо на необхідній глибині відсутні скельні та інші малостисливі ґрунти. У цих випадках об'єкти будівництва проектуються з урахуванням можливих нерівномірних осідань стовпів або стрічок від зовнішніх навантажень.

У ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, враховуються також сили негативного тертя на їх боковій поверхні при локальному замочуванні ґрунтів зверху із зовнішніх джерел та при можливому підвищенні рівня підземних вод під частиною об'єкта будівництва.

12.5 Пальові фундаменти у просідаючих ґрунтах

12.5.1 Пальові фундаменти в просідаючих ґрунтах проектуються з повною прорізкою усіх шарів просідаючих та інших видів ґрунтів, характеристики міцності яких знижуються при замочуванні. Спирання кінців паль передбачають на малостисливі ґрунти (скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, щільні та середньої щільності, піщані, пілувато-глинисті та глинисті твердої консистенції).

При цьому показники текучості пілувато-глинистих ґрунтів мають становити:

- $I_L < 0,6$ для всіх типів паль в ґрунтових умовах, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;
- $I_L < 0,4$ для забивних паль і $I_L < 0,2$ для буронабивних паль в ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, якщо $s_{sl,g} < s_u$;
- $I_L < 0,2$ для забивних паль і $I_L \leq 0$ для буронабивних паль в ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, якщо $s_{sl,g} > s_u$;
- s_u – граничне значення сумісної деформації основи палі, пальового фундаменту та об'єкта будівництва, яке приймається згідно з таблицею додатка Б цього стандарту.

Спирання кінців паль на пухкі водонасичені піски, пилувато-глинисті ґрунти при $I_L > 0,5$ не допускається.

12.5.2 Допускається застосовувати висячі палі за умови повної прорізки просідаючих ґрунтів у тих випадках, коли палі-стояки не можна влаштовувати через відсутність на необхідній глибині скельних чи малостисливих ґрунтів. Об'єкти будівництва у таких випадках проектують з урахуванням нерівномірного осідання пального фундаменту, викликаного силами негативного тертя по боковій поверхні паль при підвищенні рівня підземних вод або при замочуванні ґрунтів із зовнішнього джерела під частиною об'єкта будівництва. При цьому у проектах передбачають водозахисні заходи, а також розрізку будівель і споруд на окремі відсіки.

12.5.3 При просіданні ґрунтів від власної ваги більше 30 см враховується можливість горизонтальних переміщень палових фундаментів, розташованих на криволінійній ділянці воронки просідання.

12.5.4 З метою зниження (виключення) дії сил негативного тертя рекомендується влаштовувати палі у ґрунтовому масиві, раніше ущільненому попереднім замочуванням, або огороженому водозахисним екраном з кількох рядів ґрунтових паль, що влаштовані у шаховому порядку.

12.5.5 Влаштування похилих паль діаметром, меншим ніж 250 мм у просідаючих ґрунтах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, не допускається, а при більших діаметрах – тільки за обґрунтування несучої здатності за матеріалом паль.

12.6 Прорізка товщі просідання підземними поверхнями

12.6.1 За наявності техніко-економічного, містобудівного та екологічного обґрунтування доцільно у проектах багатоповерхових об'єктів будівництва влаштовувати підземний поверх або декілька поверхів, які прорізають товщу просідання, із спиранням фундаментів на непросідаючий ґрунт.

При просадочних товщах великої потужності допускається часткова їх прорізка підземними поверхнями з улаштуванням під ними ущільненої ґрунтової чи піщаної подушки, палових фундаментів або ущільнених (закріплених) ґрунтових масивів, що прорізають усю товщу просідання.

12.6.2 При виборі інженерних рішень з доцільності влаштування підземних поверхів рекомендується врахувати такі фактори, як: оцінка водно-вологісних, температурних, гравітаційних, динамічних впливів на геологічне середовище; економія території забудови (за рахунок переміщення у підземні поверхи традиційно наземних об'єктів: гаражів, спортивних залів, об'єктів торгівлі, складів, трансформаторних підстанцій); зменшення протяжності доріг та інженерних мереж, а також виключення здоровуючих конструктивних і водозахисних заходів, які забезпечують експлуатаційну надійність об'єкта будівництва при традиційних способах його проектування і будівництва.

12.6.3 Фундаменти підземних поверхів можуть проектуватися стрічковими, стовпчастими, плитними, у виді перехресних балочних систем, а також комбінованими залежно від конструктивно-планувальної схеми споруди і схеми передачі навантаження на ґрунти основи.

12.6.4 Розрахунки заглиблених конструкцій підземних поверхів, що проектуються у ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунтів, виконуються з урахуванням можливості розвитку сил негативного тертя по зовнішніх площинах заглиблених конструкцій внаслідок осідання оточуючого просідаючого ґрунту під дією його власної ваги при замочуванні зверху або при підвищенні рівня підземних вод.

12.7 Часткове усунення властивостей просідання ґрунтів у верхній зоні основи і влаштування зворотних засипок

12.7.1 При проектуванні об'єктів будівництва із застосуванням комплексу заходів виконується підготовка основи шляхом ущільнення верхньої частини товщі просідання важкими трамбівками, влаштування ґрунтової подушки, а також у виді двошарового ущільнення (поєднання ущільнення важкими трамбівками з улаштуванням ґрунтової подушки).

12.7.2 Часткове усунення властивостей просідання ґрунтів у верхній зоні товщі просідання $h_{sl,p}$ допускається застосовувати тільки у поєднанні з водозахисними та конструктивними заходами.

12.7.3 Ущільнення важкими трамбівками ґрунтів зі ступенем вологості $s_r \leq 0,7$ та щільністю $\rho_d \leq 1,55 \text{ т/м}^3$ передбачається з метою:

- усунення властивостей просідання ґрунтів у межах усієї або частини верхньої зони просідання від зовнішнього навантаження;
- створення в основі будинку або споруди суцільного маловодопроникного екрана, який перешкоджає замочуванню зверху просідаючих ґрунтів нижнього шару;
- підвищення щільності та характеристик міцності, а також зменшення стисливості ґрунтів за можливого їх водонасичення.

Ущільнення важкими трамбівками може застосовуватися у залежності від ваги трамбівки і висоти її скидання при розташуванні майданчика, що ущільнюється, на сейсмонебезпечній відстані від існуючих об'єктів будівництва з урахуванням їх технічного стану, а також наявності інженерних комунікацій, виконаних з чавунних, керамічних, азбестоцементних та залізобетонних труб.

12.7.4 Ґрунтові подушки застосовуються у випадках, коли ущільнення важкими трамбівками неможливе:

- при ступені вологості просідаючих ґрунтів в основі фундаментів $s_r > 0,7$ для створення в основі фундаментів ущільненого шару більшої товщини ніж при ущільненні важкими трамбівками;
- при розташуванні будівельного майданчика на відстані, що менше допустимої за умови безпеки навколишньої забудови при динамічних впливах від ущільнення важкими трамбівками (12.7.3);
- за відсутності механізмів для застосування важких трамбівок.

12.7.5 При підготовці ущільненого масиву великої товщини у залежності від наявного обладнання, величини товщі просідання і конструктивного рішення об'єкта потрібно передбачати влаштування двошарової основи, що складається із нижнього шару ґрунту, ущільненого важкими трамбівками або ґрутонабивними палями, і верхнього у виді ґрунтової подушки.

Ущільнення важкими трамбівками та влаштування ґрунтових подушок повинні виконуватися у відповідності з чинними нормами виконання робіт.

Застосування стрічкових, плитних та інших фундаментів мілкового закладання без повного або часткового усунення властивостей просідання ґрунтів у зоні $h_{sl,p}$ не допускається.

12.7.6 Ґрунтові подушки влаштовують з однорідних глинистих та суглинистих ґрунтів оптимальної вологості, яка дорівнює вологості на межі розкочування. При вологості нижчій за оптимальну більше ніж на 0,05 (абсолютне значення) слід виконувати дозволення ґрунту до оптимальної вологості.

12.7.7 Зворотну засипку пазах котлованів і траншей виконують після влаштування фундаментів і перекриттів над підвалами. Засипку доводять до відміток, що гарантують надійне відведення поверхневих вод. У зимових умовах ґрунт для засипки пазах має бути талим.

12.7.8 При виконанні робіт з влаштування зворотньої засипки та її ущільнення необхідно забезпечувати збереження гідроізоляції фундаментів і стін заглиблених частин об'єкта будівництва, а також розташованих поряд підземних комунікацій (трубопроводів, кабелів).

12.8 Водозахисні заходи

12.8.1 Водозахисні заходи при проектуванні об'єктів будівництва на просідаючих ґрунтах передбачаються для запобігання або зниження ймовірності замочування ґрунтів основи. З цією метою водонесучі мережі та пристрої у об'єктах будівництва проектуються доступними для контролю за їх технічним станом та для можливого їх огляду та ремонту.

12.8.2 До складу водозахисних заходів, що попереджують зволоження ґрунтів, що просідають, включаються:

- компоновка генерального плану;

- вертикальне планування території, що забудовується, з організованим водовідводом атмосферних опадів;
- влаштування під будинками горизонтальних екранів із ущільненого звязного ґрунту (при будівництві на основі комплексу заходів);
- якісне ущільнення зворотної засипки пазух котлованів і траншей;
- влаштування вимощень по зовнішньому периметру об'єкта будівництва;
- прокладання зовнішніх і внутрішніх водонесучих комунікацій із заходами щодо запобігання можливості витікання з них води в ґрунт (залізобетонні лотки, трубні футляри) та забезпечення контролю водонесучих комунікацій, їх ремонту, можливість скидання або утримання вод при аваріях або ремонті;
- розміщення газонів та зелених насаджень із наданням необхідних уклонів озелененої поверхні для забезпечення стікання води при поливанні від будинку до кюветів та скидання у каналізацію;
- за наявності гідрогеологічного прогнозу про очікуване підвищення рівня підземних вод – створення системи п'єзометричних свердловин для систематичного контролю та оцінки швидкості і ступеня рівномірності (нерівномірності) його підвищення з улаштуванням дренажних та інших систем для запобігання підтопленню основ фундаментів, підвалів, приямків, підпідлогових просторів та інших заглиблених приміщень і зниження нерівномірності підйому підземних вод.

12.8.3 Вимощення, які влаштовуються по периметру об'єктів будівництва, слід, як правило, суміщувати з тротуарами та під'їздами. Ширина вимощення повинна бути не менше 2 м на майданчиках з ґрунтовими умовами, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, і не менше 1,5 м, якщо таке просідання відсутнє, властивості просідання ґрунтів усунені або товща просідання прорізана палями.

У всіх випадках вимощення мають перекривати пазухи котлованів або траншей не менше ніж на 0,3 м.

12.8.4 Водозахист ґрунтів основи об'єктів будівництва при проектуванні внутрішніх мереж водопроводу і каналізації має містити: влаштування водонепроникних підлог у підвалах та підлогових просторах будинків; те саме у приміщеннях із регульованим розливанням технологічних та побутових вод, застосування компенсаторів або гнучких стиків трубопроводів у місцях перетину деформаційних швів.

Внутрішні трубопроводи повинні прокладатися вище рівня підлоги підвалів будинків і споруд із пристосуваннями або компенсаторами, які виключають можливість пошкодження трубопроводів при нерівномірному осіданні фундаментів. Вони мають бути доступними для огляду та ремонту.

12.8.5 За відсутності просідання від власної ваги ґрунту на майданчиках із групами складності будівництва 1-Б, 1-В у підвальних поверхах об'єктів будівництва допускається прокладання транзитних водонесучих мереж та мереж каналізації, а також випуски у каналізацію вище підлоги підвалу.

Допускається прокладання транзитних комунікацій через підземні господарства виробничих об'єктів будівництва (технологічні підвали, приямки, тунелі), якщо при цьому не порушується технологічний процес і задовольняються умови техніки безпеки.

12.8.6 При ґрунтах основи з просіданням від власної ваги ґрунту транзитні водонесучі комунікації, що прокладаються нижче відмітки підлоги першого поверху, не повинні перетинати приміщень підземного господарства цехів, приямків із технологічним обладнанням, тунелів, а також сходових кліток, машинних відділень ліфтів, підйомників, сміттєпроводів. Не допускається перетин каналізаційними трубопроводами деформаційних швів між суміжними відсіками будинків і споруд.

Вводи водопроводу і тепломереж, а також випуски каналізації до контрольних колодязів повинні бути прокладені у водонепроникних залізобетонних каналах.

Примикання каналів до фундаментів об'єктів будівництва повинно бути герметичним і виконуватися з урахуванням можливих просідань каналів і фундаментів.

12.8.7 Мінімальні відстані у плані від зовнішніх поверхонь водопровідних і каналізаційних труб до зовнішніх граней фундаментів будівлі, будинку або споруди слід приймати:

- за відсутності просідання від власної ваги і при групах складності умов будівництва 1-А, 1-Б – не менше 5 м, а при групі 1-В – як за звичайних ґрунтових умов;
- за наявності просідання від власної ваги ґрунту – за таблицею 12.1:

Таблиця 12.1 – Мінімальні відстані у плані

Товщина шару просідаючого ґрунту, м	Відстані, м, при діаметрі труб, мм		
	до 100	понад 100 до 300	понад 300
До 12	5	7,5	10
Більше 12	7,5	10	15

Прокладання трубопроводів передбачається у водонепроникних каналах з ущільненням дна траншей і з обов'язковим влаштуванням випусків аварійних вод із каналів у контрольні пристрої з видаленням води.

12.8.8 Відведення атмосферних вод з покрівлі і покриттів об'єктів будівництва здійснюється у зовнішню зливову або загальну каналізаційну мережу. За відсутності вказаної мережі відведення води здійснювати у місцеву зливосточну мережу зі скидом у безпечні місця за межами території, яка має забудовуватися.

Організоване зовнішнє водовідведення допускається тільки у III-IV будівельно-кліматичних зонах для об'єктів будівництва II і III груп капітальності заввишки не більше 5 поверхів (включно). Вода, що потрапляє на вимощення, повинна надходити у зливосточову мережу через водоприймальники або лотки.

12.8.9 За відсутності в районі об'єктів будівництва зливосточної каналізації воду з внутрішніх стоків допускається скидати у відкриті водонепроникні лотки, прокладені через зелені зони, вимощення і тротуари (проїзди) у місцеву зливосточову мережу.

12.8.10 Опалювальні системи об'єктів будівництва слід передбачати такими, щоб підводки до нагрівальних приладів не перетинали деформаційних швів будинку або споруди.

12.8.11 Внутрішні каналізаційні мережі слід групувати в об'єднані випуски з будівель і споруд через контрольні колодязі з наступним підключенням їх до найближчого колодязя мережі каналізації.

12.8.12 Водозахист просідаючих ґрунтів дублюють встановленням запобіжних і сигналізаційних пристроїв у системах скиду аварійних вод для сповіщення про аварійне витікання, що монтуються у спеціальних водонепроникних приямках чи контрольних колодязях, у яких також можуть бути розташовані запірні пристрої трубопроводів, температурні компенсатори теплофікаційних мереж.

12.8.13 На випадок аварії водонесучих мереж та для негайного відключення аварійних ділянок трас обслуговуючий персонал виробничих підприємств, житлових кварталів, мікрорайонів тощо повинен мати детальні схеми водонесучих мереж території, яка обслуговується, із зазначенням їх вводів і випусків, оглядових і контрольних колодязів, місць розташування запірних пристроїв, засувок на водоводах.

12.9 Рациональні галузі застосування різних способів підготовки основи та влаштування фундаментів

12.9.1 Вибір оптимального способу підготовки основи, яка складена просідаючими ґрунтами, і влаштування фундаментів має виконуватися в залежності від:

- конструктивно-планувальних параметрів об'єктів будівництва, які повинні містити дані про його конструктивну схему, характер передачі на ґрунт навантажень та їх величин, поверховість (висота) будівлі або споруди, наявність підвалу або заглиблених частин під всім об'єктом чи його

частиною, оснащеність водонесучими мережами і пристроями, наявність (або відсутність) технологічного виробництва з постійним розливанням води або водних рідин, можливість підвищення рівня підземних вод з урахуванням тенденції до його зміни, характер ґрунтових напластунків, сейсмічність району, ймовірність паводкових затоплень;

– характеру оточуючої забудови (житлові квартали, промислові підприємства, спортивні споруди, басейни рік, озер, морів);

– потужності товщі просідання, здатності до просідання від власної ваги ґрунту;

– технічних можливостей будівельно-монтажних організацій, які здійснюють будівництво, наявності індустріальної бази;

– набутого досвіду будівництва і експлуатації аналогічних об'єктів у районі забудови.

12.9.2 На стадіях ескізного проекту, техніко-економічних обґрунтувань інвестицій та проекту попередньої вибір способів підготовки ґрунтів основ та влаштування фундаментів, що зведені в таблицю 12.2 для товщ просідання різної потужності і різних конструктивних типів об'єктів будівництва, що систематизовані з таблицею 12.3 рекомендується виконувати згідно з таблицею 12.4.

12.9.3 Вибір остаточного варіанту підготовки основи і конструкції фундаменту повинен виконуватися для кожного конкретного об'єкта будівництва у заданих ґрунтових умовах шляхом порівняння техніко-економічних показників варіантів, що розглядаються, за їх вартістю, тривалістю періоду робіт із їх здійснення, матеріаломісткістю і трудомісткістю, кліматичними особливостями району забудови, пори року, яка відведена для виконання нульового циклу, наявності підрядної організації для виконання таких робіт, термінів введення в експлуатацію об'єкта будівництва.

Таблиця 12.2 – Варіанти конструктивних типів основ і фундаментів

1	Стовпчасті у витрамбованих котлованах
2	Стовпчасті або стрічкові по ущільненому шару ґрунту (з допомогою важких трамбівок або пошарового ущільнення)
3	Суцільна залізобетонна плита на ущільненій основі (за варіантом 2)
4	Перехресні залізобетонні стрічки на ущільненій основі (за варіантом 2), у тому числі просторово-рамні фундаменти
5	Палі-стояки з повною прорізкою товщі просідання
6	Палі висячі з повною прорізкою товщі просідання
7	Ґрунтові палі при армуванні товщі вертикальними елементами підвищеної жорсткості
8	Стовпи або стрічки із закріпленого ґрунту
9	Стовпчасті або стрічкові фундаменти на основі, яка була ущільнена попереднім замочуванням, у тому числі з використанням енергії вибуху
10	Повна прорізка товщі просідання підземними поверхнями
11	Неповна прорізка товщі просідання підземними поверхнями у сполученні з варіантами 1, 5 – 8

Таблиця 12.3 – Маркування конструктивних рішень об'єктів будівництва

Тип	Конструктивна схема об'єктів будівництва
К-1	Каркасні цивільні будинки і промислові споруди заввишки 1-4 поверхи рамної, рамно-в'язевої і рамно-шарнірної систем з розрізкою на відсіки
К-2	Те саме заввишки 5 – 8 поверхів
К-3	Те саме заввишки 9 – 12 поверхів
К-4	Те саме заввишки більше 12 поверхів
БК-1	Безкаркасні промислові та виробничі будинки заввишки до 5 поверхів з розрізкою на відсіки
БК-2	Те саме заввишки 6 – 10 поверхів
БК-3	Те саме заввишки 11 – 16 поверхів
БК-4	Те саме заввишки більше 16 поверхів
С-1	Будинки змішаної конструктивної схеми із сполученням об'єктів будівництва різної висоти з розрізкою на окремі частини (театри, вокзали, аеропорти, культові споруди, стадіони тощо)
С-2	Будинки елеваторів та інших промислових об'єктів із залізобетонних конструкцій
С-3	Жорсткі сталеві і залізобетонні споруди (вежі, антени, димарі, опори ЛЕП, технічні установки тощо)

Таблиця 12.4 – Рекомендації щодо способів підготовки ґрунтів основ та влаштування фундаментів

Потужність товщі просідання, м	Тип будівлі (споруди)	Група складності умов будівництва								
		2-А (важкі)			2-Б (середні)			2-В (легкі)		
		1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі	1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі	1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі
До 10	К-1	5, 6	4, 5, 6	1, 2, 4, 5, 6	4, 5, 6	2, 4, 5, 6	1, 2, 4, 5, 6	1, 4, 5, 6	1, 2, 4, 5, 6	1, 2, 4, 5, 6
	К-2	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	3, 4, 5, 6
	К-3	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8
	К-4	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8	5, 6	5, 6	5, 6, 7, 8
	БК-1	3, 4, 5, 6	2*, 5, 6	2*, 5, 6	3, 4, 5, 6	2*, 5, 6	2*, 5, 6	3, 4, 5, 6	2*	2*
	БК-2	3**, 4**, 5, 6	3**, 4**, 5, 6	3**, 4**, 5, 6	3**, 4**, 5, 6	2**, 5, 6	2**, 5, 6	5, 6	2*, 5, 6	2*
	БК-3	5, 6, 10, 11	5, 6, 10, 11	5, 6, 10, 11	5, 6, 10, 11	5, 6, 10, 11	5, 6, 10, 11	5, 6, 10, 11	5, 6, 10	5, 6, 11**
	БК-4	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8	5, 6, 7, 8

Продовження таблиці 12.4

Потужність товщі просідання, м	Тип будівлі (споруди)	Група складності умов будівництва								
		2-А (важкі)			2-Б (середні)			2-В (легкі)		
		1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі	1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі	1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі
До 10	С-1	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11
	С-2	3, 5, 6	3, 5, 6	3, 5, 6	3, 5, 6	3, 5, 6	3, 5, 6	3, 5, 6	3, 5, 6	3**
	С-3	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	3, 4, 5, 6	3, 4** 5, 6	3, 4**
До 20	К-1	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 2, 9	5, 6	5, 6, 2	2, 3, 4, 5, 6
	К-2	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 2, 9	5, 6	5, 6, 3	2, 3, 4, 5, 6
	К-3	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 3, 9	5, 6, 9	5, 6	5, 6, 3*
	К-4	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6	5, 6, 3*
	БК-1	3**, 4**, 5, 6, 9	2**, 5, 6, 9	2**, 5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	2**, 5, 6	5, 6, 9	2**, 9	2**, 9
	БК-2	5, 6, 9	5, 6, 9	2**, 5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	2**, 5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	2**, 9
	БК-3	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 11	5, 6, 11
	БК-4	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 7, 8, 11	5, 6, 7, 8, 11	5, 6, 7, 8, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11
	С-1	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11	5, 6, 11
	С-2	5, 6	5, 6	5, 6	3*, 5, 6	3*, 5, 6	3*, 5, 6	3*, 5, 6	3*, 5, 6	3*, 5, 6
	С-3	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	3**, 4**, 5, 6	3**, 4**, 5, 6	3, 4** 5, 6
Більше 20	К-1	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 2, 9	5, 6	5, 6, 2	2, 3, 4, 5, 6
	К-2	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 2, 9	5, 6, 9	5, 6, 3, 4	2, 3, 4, 5, 6
	К-3	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 3, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 3, 4
	К-4	5, 6, 7, 8, 9	5, 6, 8, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6	5, 6, 3, 4

Кінець таблиці 12.4

Потужність товщі просідання, м	Тип будівлі (споруди)	Група складності умов будівництва								
		2-А (важкі)			2-Б (середні)			2-В (легкі)		
		1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі	1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі	1-А важкі	1-Б середні	1-В легкі
Більше 20	БК-1	3**, 4** 5, 6, 9	2** 5, 6, 9	2** 5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	2**, 5, 6	5, 6, 9	2** 5, 6, 9	2** 5, 6, 9
	БК-2	5, 6, 9	5, 6, 9	2** 5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	2** 5, 6, 9	5, 6, 9	5, 6, 9	2**, 9
	БК-3	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 11	5, 6, 11
	БК-4	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 9, 11	5, 6, 7, 8, 11	5, 6, 11	5, 6, 11	5, 6, 11
	С-1	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11, 9	5, 6, 11	5, 6, 11
	С-2	5, 6	5, 6	5, 6	3**, 5, 6	3**, 5, 6	3**, 5, 6	3**, 5, 6	3**, 5, 6	3**, 5, 6
	С-3	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	5, 6	3, 4**, 5, 6	3, 4**, 5, 6	3, 4**, 5, 6

Примітка 1. У рамках вказані варіанти, яким рекомендовано віддати перевагу.

Примітка 2. Знаком * позначені варіанти влаштування основ у складі комплексу заходів з попередньо передбаченими вирівнювальними пристроями.

Примітка 3. Знаком ** позначені варіанти влаштування основ, за яких передбачені заходи з вирівнювання будинків і споруд.

ДОДАТОК А
(довідковий)

РОЗРАХУНКОВІ СХЕМИ ВПЛИВІВ ВІД НЕРІВНОМІРНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ

A.1 Визначення напружено-деформівного стану конструкцій будівель і споруд, які проектується для будівництва на просідаючих ґрунтах, здійснюється на основі їх спільних розрахунків з основою. При складанні розрахункових схем основи і виконанні її розрахунків допускається застосовувати один із двох методів:

1 – безпосереднє математичне моделювання ґрунтових товщ під будівлею (спорудою) та на оточуючій території з допомогою обчислювальних комплексів, що реалізують розрахунки їх моделей як деформованого твердого тіла або трифазного середовища у напруженнях чи переміщеннях методами кінцевих елементів;

2 – замкнуті рішення та емпіричні формули, що базуються на дослідних даних, які пройшли перевірку у практиці проектування і рекомендовані нормативними документами.

У першому методі використовуються коректні моделі розв'язання задач щодо визначення напружень, деформацій і оцінки структурної міцності елементів середовища, розповсюдження води у ґрунтах із локальних джерел та при підвищенні рівня підземних вод, дані про фізико-механічні та характеристики міцності ґрунтів та їх зміни у результаті накладання полів вологості і напружень. Розрахункові моделі мають реалізовуватися у програмному комплексі, що дає можливість виконувати у напівавтоматичному або автоматичному режимах розрахунки основи спільно із конструкціями будинків і споруд.

У другому методі використовуються прийняті у практиці проектування рішення для розрахунку основ за першою та другою групами граничних станів, регламентованих ДБН В.2.1-10, і застосовуються умовні схеми замочування ґрунтів та проявлення деформацій. Як і в першому методі, необхідні такі самі вихідні дані та відповідні розрахункові засоби.

A.2 При виборі схем деформацій основи у результаті локального замочування ґрунтів рекомендується виходити зі схеми розташування водонесучих комунікацій на об'єкті, який розраховується, і передбачати ті ділянки при аварійних витіканнях, з яких вода може досягти його основи. Залежно від ситуації джерела замочування можуть бути лінійними чи точковими.

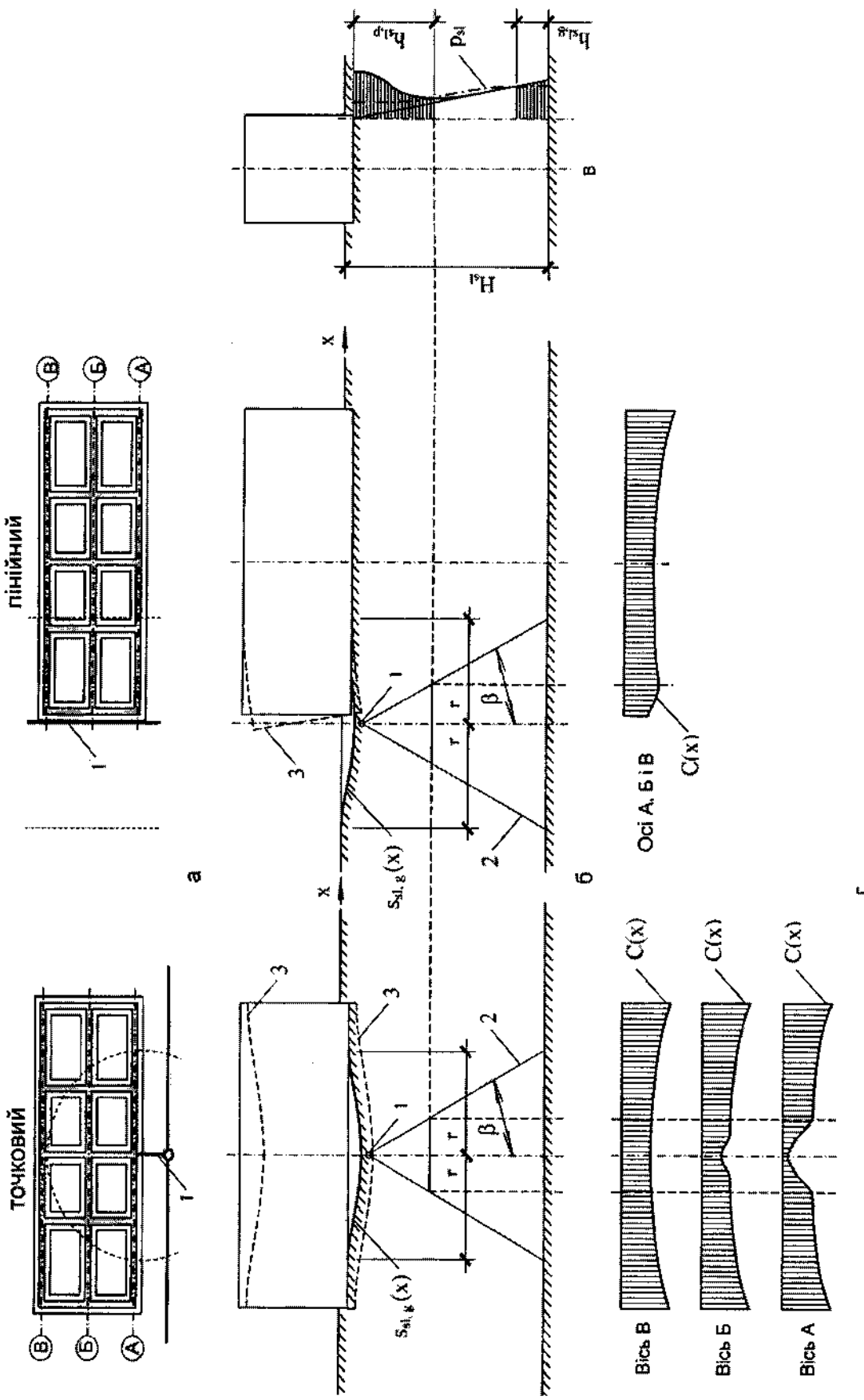
Щонайменше розглядається два варіанти розташування джерела замочування: перший – під серединою будинку або споруди; другий – під торцем будинку або споруди (рисунки А.1, А.2).

A.3 Впливи на конструкції будинків і споруд від нерівномірних деформацій основи при просіданні її ґрунтів у результаті замочування приймаються у вигляді:

– зниження контактної жорсткості основи на замочених ділянках у результаті виникнення деформацій просідання та додаткових деформацій непросідаючих ґрунтів від зовнішнього навантаження у верхній зоні просідання (враховується при групах складності умов будівництва 1-А, 1-Б, 2-А, 2-Б і 2-В, рисунок А.1);

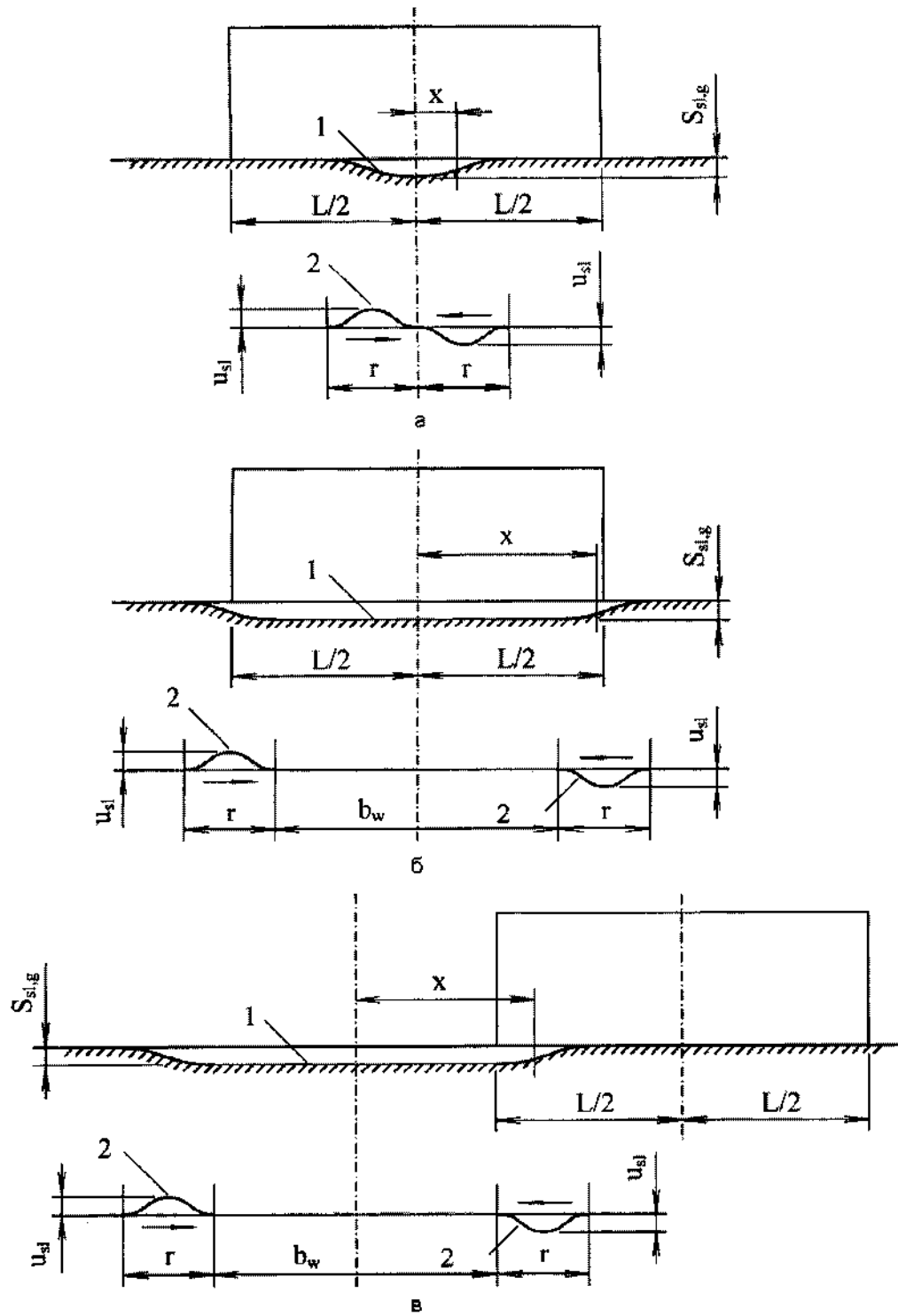
– вертикальних і горизонтальних переміщень контактної поверхні основи внаслідок просідання ґрунтів і додаткових деформацій непросідаючих ґрунтів від власної ваги у її нижній зоні на ділянці відповідно до А.2 (враховується при групах складності умов будівництва 2-А, 2-Б і 2-В, рисунки А.1, б та А.2 цього додатка);

– додаткових навантажень на заглиблені конструкції будівель і споруд або перетворені масиви їх основ, що виникають від тертя по вертикальних поверхнях при просіданні ґрунтів від власної ваги (враховується при групах складності умов будівництва 2-А, 2-Б і 2-В, рисунки Е.1, Е.2, Е.3 додатка Е).



а – джерела; б – розвиток просідання деформації; в – розподіл напружень; г – характер зміни коефіцієнтів жорсткості основи при просіданні ґрунту; 1 – джерело замочування; 2 – зона розповсюдження води; 3 – деформований об’єкт будівництва; β – кут розповсюдження води; r – криволінійна ділянка поверхні ґрунту

Рисунок А.1 – Схеми можливого замочування основи об’єкта будівництва з локальних джерел, що розташовані на її поверхні, розвитку у ґрунтовій товщі деформацій просідання і зміни її жорсткісних характеристик



а, б – при розташуванні воронки просідання під серединою будинку; в – під торцем будинку; 1 – воронка просідання; 2 – горизонтальні переміщення поверхні

Рисунок А.2 – Схеми вертикальних і горизонтальних переміщень поверхні основи при просіданні ґрунту від власної ваги

A.4 Значення коефіцієнтів жорсткості для ділянок основи природної вологості і в замоченому стані визначається згідно з додатком Г (рисунок А.1, г).

Довжина ділянки основи, на якій жорсткість основи знижується у результаті замочування ґрунтів, залежить від глибини закладання фундаменту, глибини розташування джерела замочування, глибини зони просідання від зовнішнього навантаження і величини кута β до вертикалі розтікання води убік від джерела замочування, який приймається для лесових супісків і лесів 35° , а для лесоподібних суглинків 50° .

A.5 При повному усуненні властивостей просідання ґрунтів у зоні $h_{sl,p}$ (група складності умов будівництва 1-В) та за відсутності просідання ґрунтів від власної ваги розраховують схему деформацій основи під будинком або спорудою приймають як для непросідаючих ґрунтів.

A.6 При групах складності умов будівництва 2-А, 2-Б і 2-В необхідно враховувати, крім просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження у зоні $h_{sl,p}$ та від власної ваги ґрунту у зоні $h_{sl,g}$, також і горизонтальні переміщення земної поверхні u_{sl} (рисунок А.2).

A.7 Просідання ґрунтової основи від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$ і від власної ваги ґрунтів товщі $s_{sl,g}$ обчислюються на основі даних інженерно-геологічних вишукувань згідно з ДБН В.2.1-10 при значеннях коефіцієнта $k_{sl} = 1$ та формули (6) додатка Г.

A.8 Вертикальні переміщення земної поверхні при групах складності умов будівництва 2-А, 2-Б і 2-В внаслідок просідання ґрунтів від власної ваги приймаються при ширині джерела B_w (рисунок А.2,а), яка перевищує потужність товщі просідання у виді воронки просідання (рисунок А.2) і визначається за формулами:

– при $|x| \leq 0,5b_w$

$$s_{sl,g}(x) = s_{sl,g} ;$$

– при $0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r$

$$s_{sl,g}(x) = s_{sl,g} \frac{0,5b_w + r - x}{r} ; \tag{A.1}$$

– при $|x| > 0,5b_w + r$

$$s_{sl,g}(x) = 0 ,$$

де $s_{sl,g}$ – повна величина просідання ґрунтів від власної ваги;

x – координата, яка відраховується від осі джерела замочування;

b_w – ширина горизонтальної ділянки просідання;

$r = H_{sl} m_r$ – розрахована довжина ділянки осідання земної поверхні при просіданні ґрунтів від власної ваги;

$m_r = 0,5 + m_\beta \operatorname{tg} \beta$ – коефіцієнт, який залежить від будови товщі і приймається за таблицю А.1.

Таблиця А.1

Будова ґрунтової товщі	m_r	
	Лісоподібний супісок та ліс	Лісоподібний суглинок
Однорідна	1,2	1,7
Двошарова: $K_{f1} < K_{f2}$	1,0	1,35
$K_{f1} > K_{f2}$	1,5	2,2
Тришарова: $K_{f1} < K_{f2}$	1,7	2,55
$K_{f1} > K_{f2}$		
Багатошарова: $K_{f1} > K_{f2} > K_{f3} > K_{f4} > K_{f5}$	1,9	2,9

Примітка 1. У таблиці $K_{f1}, K_{f2}, K_{f3}, K_{f4}, K_{f5}$ – коефіцієнти фільтрації ґрунтових шарів у межах товщі.

Примітка 2. У випадках, коли шар просідаючого ґрунту прикритий зверху шарами непросідаючих ґрунтів, величина H_{sl} приймається аналогічною відстані від рівня денної поверхні до підшови просадного шару.

При замочуванні на площі завширшки $B_w < H_{sl}$ просідання ґрунту визначається за формулою (1), але замість величини повного просідання ґрунту $s_{sl,g}$ слід підставляти величину можливого його просідання $s'_{sl,g}$, яка визначається за формулою:

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w)/H_{sl}} B_w/H_{sl} . \quad (A.2)$$

A.9 Величина горизонтального переміщення земної поверхні (рисунок А.2), викликаного просіданням ґрунтів від власної ваги у різних точках воронки просідання, визначається за формулами:

– при $0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r$

$$u_{sl}(x) = 0,25 \varepsilon_u r \left[1 - \cos \frac{2\pi(x - 0,5b_w)}{r} \right]; \quad (A.3)$$

– при $|x| < 0,5b_w$, $|x| > 0,5b_w + r$ $u_{sl}(x) = 0$, (A.4)

де $\varepsilon_u = 0,66 \left(\frac{s_{sl,g}}{r} - 0,005 \right) 10^3$, мм/м. (A.5)

ДОДАТОК Б
(довідковий)

ГРАНИЧНІ ДЕФОРМАЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД СУМІСНО З ОСНОВОЮ

Б.1 При проектуванні і розрахунку будівель і споруд згідно з 8.7 рекомендується враховувати граничні значення їх сумісних деформацій з основою, що наведені у таблиці Б.1, які відповідають випадкам, коли конструкції конкретних типів будинків і споруд не розраховані (S_u) або розраховані (S'_u) на зусилля, що виникають в них при взаємодії з основою.

Б.2 Не рекомендуються перевищення значення гранично-допустимих деформацій будинків і споруд сумісно з основою, у тому числі тих, що розраховані на зусилля взаємодії з основою, виходячи з умов виключення можливого порушення технологічних або архітектурних вимог до забезпечення їх нормальної експлуатації, змін проектних рівнів та положень об'єктів у цілому, порушення роботи технологічного обладнання, а також вимог до міцності, стійкості і тріщино-стійкості конструкцій, включаючи загальну стійкість об'єкта.

Таблиця Б.1 – Граничні величини деформацій об'єктів сумісно з основою

Будівлі і споруди	Граничні величини деформацій будівель і споруд сумісно з основою					
	S_u – конструкції об'єкта не розраховані на зусилля, які виникають в них при взаємодії з основою			S'_u – конструкції об'єкта розраховані на зусилля, які виникають в них при взаємодії з основою		
	Від-носна різниця осідань $\left(\frac{\Delta s}{l}\right)_u$	Крен i_u	Середнє \bar{s}_u (в дужках максимальне $s_{max,u}$) осідання, см	Від-носна різниця осідань $\left(\frac{\Delta s}{l}\right)'_u$	Крен i'_u	Середнє \bar{s}'_u (в дужках максимальне $s'_{max,u}$) осідання, см
1	2	3	4	5	6	7
1 Одноповерхові промислові і цивільні будівлі з повним каркасом, з шарнірним прикріпленням ригелів у двох напрямках при кроці колон 6 м і 12 м:						
– із залізобетонним каркасом;	0,006	–	(15)	0,008	–	(20)-(30)
– із сталевим каркасом	0,006	–	(15)	0,008	–	(20)-(30)
2 Те саме з жорстким прикріпленням ригелів до колон у поперечному напрямку і шарнірним у повздовжньому при кроці колон 6 м і 12 м:						
– із залізобетонним каркасом;	0,002	–	(8)	0,0024	–	(10)
– із сталевим каркасом	0,004	–	(12)	0,0050	–	(15)
3 Промислові і цивільні багатопверхові каркасні будівлі рамної, в'язевої та рамно-в'язевої систем заввишки 5 поверхів:						
– із залізобетонним каркасом;	0,002	–	(8)	0,0024	–	(10)
– із сталевим каркасом;	0,004	–	(12)	0,0050	–	(15)
– ті самі будинки на плитних чи стрічкових фундаментах з рамно-просторовою підвальною частиною	–	0,005	12	–	0,008*	15-20

Продовження таблиці Б.1

1	2	3	4	5	6	7
4 Каркасні промислові допоміжні одноповерхові будинки з підвісними кран-балками, трьохшарнірні з залізобетонних рам, будинки з легких металевих конструкцій	0,006	–	(12)	0,008	–	(15)
5 Промислові і цивільні багатоповерхові безкаркасні будівлі при: – $H/L \leq 0,75$	0,002	–	(8)	0,0024	–	(10)
– $H/L > 0,75$	–	0,005*	12	–	0,008*	15-20
6 Житлові багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з: – великих панелей;	0,0016	$\frac{0,005^{**}}{0,008^*}$	10	0,0020	0,008*	10
– великих блоків або цегляної кладки без армування;	0,0020	$\frac{0,005^{**}}{0,008^*}$	10	0,0024	0,008*	10
– те саме з армуванням, в тому числі з влаштуванням поверхових поясів	0,0024	$\frac{0,005^{**}}{0,008^*}$	10	0,0030	0,008*	15
7 Громадські будинки особливої значимості, монументальні будинки, будинки з великими залами прогоном 15-18 м та більше	0,0022	0,005**	10	0,0025	0,008*	12
8 Культові жорсткі споруди (дзвіниці, мінарети, часовні), що окремо стоять, при $H/L > 0,75$	–	0,004	20	–	0,004	20
9 Культові багатокупольні споруди піддатливої конструктивної схеми з конструкціями у виді арок, склепінь, куполів тощо	0,0020	–	(10)	0,0022	–	(10)
10 Дитячі дошкільні будинки, лікарні, поліклініки, школи, театри, клуби тощо: – заввишки 1-3 поверхи;	0,0040	0,005	8	0,0050	0,008*	10
– заввишки 4-5 поверхів	0,0026	0,005	10	0,0030	0,008*	12
11 Установи соціального обслуговування, допоміжні будівлі міської інфраструктури, побутові прибудови промислових споруд	0,0040	0,005**	8	0,0050	0,008*	10
12 Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій: – робочі споруди та силосні корпуси монолітної конструкції на спільній фундаментній плиті;	–	0,003	(40)	–	0,008	(40)
– те саме збірної конструкції;	–	0,003	(30)	–	0,008	(30)
– силосні корпуси монолітної конструкції, які стоять окремо;	–	0,004	(40)	–	0,008	(40)
– те саме збірної конструкції;	–	0,004	(30)	–	0,008	(30)
– робочі будівлі на одній фундаментній плиті, які стоять окремо	–	0,004	(25)	–	0,008	(25)
13 Вугільні башти		0,008	(20)	–	0,008	(20)
14. Водонапірні башти на залізобетонній плиті	–	0,008	(20)	–	0,008	(20)

Продовження таблиці Б.1

1	2	3	4	5	6	7
15 Сталеві копри	–	0,006	–	–	0,006	–
16 Димарі заввишки H , м:						
$H \leq 20$	–	0,01	(40)	–	0,014	(40)
$20 < H \leq 30$	–	0,008	(40)	–	0,014	(40)
$30 < H \leq 40$	–	0,007	(40)	–	0,014	(40)
$40 < H \leq 50$	–	0,006	(40)	–	0,014	(40)
$50 < H \leq 60$	–	0,005	(40)	–	0,010	(40)
$60 < H \leq 70$	–	0,0045	(40)	–	0,010	(40)
$70 < H \leq 100$	–	0,0040	(40)	–	0,010	(40)
$100 < H \leq 200$	–	1:2H	(30)	–	1:2H	(30)
$200 < H \leq 300$	–	1:2H	(20)	–	1:2H	(20)
$H > 300$	–	1:2H	(10)	–	1:2H	(10)
17 Жорсткі споруди заввишки до 100 м (крім вказаних у 8, 12 – 16)	–	0,004	(20)	–	0,006	(20)
18 Антенні споруди, телевізійні, радіо- релейні тощо, башти заввишки H , м:						
$H \leq 50$	–	0,002	(15)		0,007	(15)
$H > 50$	–	0,001	(15)		0,005	(15)
19 Опори повітряних ліній електропередачі:						
– проміжні прямі;	–	0,003	–	–	0,003	–
– анкерні та анкерні кутові, кінцеві, пор- тали відкритих розподільних пристроїв;	–	0,0025	–	–	0,0025	–
– спеціальні перехідні	–	0,002	–	–	0,002	–
20 Повітряні компресори	–	0,004	–	–	0,004	–
21 Котли:						
– вертикальні водотрубні;	–	0,010	–	–	0,010	–
– горизонтальні жаротрубні	–	0,012	–	–	0,012	–
22 Підкранові балки (підкранові шляхи):						
– у поперечному напрямку;	–	0,004	–	–	0,005	–
– у поздовжньому напрямку	–	0,006	–	–	0,006	–
23 Резервуари металеві об'ємами V , тис. м ³						
$V \leq 10$ { для днища	0,008/ 0,003	0,007/ 0,003	(11)/(8)	0,008/ 0,003	0,007/ 0,005	(11)/(8)
{ для контура	0,008/ 0,065	–	–	0,008/ 0,065	–	–
$10 < V \leq 20$ { для днища	0,006/ 0,0025	0,007/ 0,005	(15)/(10)	0,006/ 0,0025	0,007/ 0,005	(15)/(10)
{ для контура	0,01/ 0,008	–	–	0,01/ 0,008	–	–
$20 < V \leq 60$ { для днища	0,004/ 0,002	0,007/ 0,005	(18)/(13)	0,004/ 0,002	0,007/ 0,005	(18)/(13)
{ для контура	0,01/ 0,01	–	–	0,01/ 0,01	–	–

Кінець таблиці Б.1

1	2	3	4	5	6	7
24 Підлоги промислових споруд з водостоками	–	0,01- 0,02	–	–	0,02	–
<p>Примітка 1. Величини кренів i_v, які відмічені знаком *, передбачені для будинків, які оснащені ліфтами з пристроями для рихтовки при наднормативних кренах.</p> <p>Примітка 2. Величини кренів i_v, які відмічені знаком **, передбачені для будинків, якщо ці величини не обумовлені технологічними або експлуатаційними вимогами.</p> <p>Примітка 3. В пунктах 3,5,8 і 9 позначено: H – повна висота будинку від підшви фундаменту до карниза (верха купола), L – довжина будинку (відсіку).</p> <p>Примітка 4. В пункті 23 діаметр днища приймається за величину l; для контура $l = 6$ м</p> <p>Примітка 5. В пункті 23 над косою лінією наведені вимоги для експлуатаційного періоду резервуарів; під лінією – для гідравлічних випробувань резервуарів.</p>						

ДОДАТОК В
(обов'язковий)

**ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ЗА НЕОБХІДНОСТІ
ЇХ ВИРІВНЮВАННЯ В ПЕРІОД ЕКСПЛУАТАЦІЇ**

В.1 Вирівнювання будівель і споруд, окремих конструктивних елементів і технологічного обладнання здійснюється способами, які пройшли експериментальну перевірку у натурних умовах і підтвердили свою ефективність. Вирівнювання допускається здійснювати з допомогою спеціальних пристроїв (наприклад, гідравлічних домкратів) і шляхом локальної зміни деформаційної здатності основи (вибурювання, регульованого замочування ґрунтів тощо). Вибір способу вирівнювання повинен здійснюватись з урахуванням особливостей конструктивного рішення будівлі або споруди, ґрунтових умов і групи складності умов будівництва, а також щільності забудови території. У кожному конкретному випадку вирівнювання має виконуватись під науково-технічним супроводом.

Примітка 1. Вирівнювання об'єктів будівництва як захід захисту від впливу нерівномірних деформацій основи не виключає вжиття інших заходів (конструктивних, підготовки основи).

Примітка 2. Конструктивні рішення об'єктів будівництва, які проектується з урахуванням їх вирівнювання, мають бути узгоджені з організацією, що спеціалізується в цій галузі, та замовником.

В.2 Вирівнювання об'єктів будівництва вибурюванням (частковим вийманням) ґрунту з-під підошви фундаменту передбачається у проектах будівель і споруд, що мають високу просторову жорсткість.

Вибурювання застосовується, якщо в основі об'єктів будівництва, які підлягають вирівнюванню, залягають ґрунти з модулем деформації не більше $E \leq \text{МПа}$.

В.3 Регульоване замочування застосовується для усунення крену жорстких будинків і споруд при нерівномірному просіданні ґрунтів і полягає в їх контрольованому водонасиченні з боку, протилежного напрямку крену. Спосіб використовується за наявності однорідних за властивостями просідання і товщиною ґрунтових шарів у основі будинку або споруди, що вирівнюється.

Роботи з регульованого замочування ґрунтів виконуються під безперервним геодезичним наглядом за розвитком осідань фундаментів і земної поверхні, із замірами пошарових деформацій основи з допомогою глибинних марок при виконанні науково-технічного супроводу.

В.4 При проектуванні безкаркасних будівель і споруд за можливості їх наступного вирівнювання домкратами у фундаментній частині передбачаються прорізи (для розміщення домкратів) і горизонтальний роздільний шов між опорною частиною будинку або споруди та частиною його, яка піднімається, а також забезпечується вільний доступ до місць установки вирівнювальних пристроїв, де висота від підлоги до виступних конструкцій стелі має бути не менше 1,8 м. У період часу між роботами з вирівнювання прорізи для домкратів необхідно заповнювати цеглою на глиняному розчині.

В.5 При проектуванні будівель і споруд з каркасною конструктивною схемою, що підлягають вирівнюванню, конструктивне рішення колон, фундаментів та вузлів кріплення зв'язків до колон в блоках жорсткості передбачається (згідно з технологією вирівнювання) установка вирівнювальних пристроїв та опорних пристроїв для них.

Кріплення підкранових балок до колон мають допускати їх рихтування у вертикальній та горизонтальній площинах.

Кріплення до колон зв'язків і огорожувальних конструкцій, а також величина зазору між торцями стінових панелей мають передбачати взаємні переміщення конструкцій при вирівнюванні будинку.

Кріплення плит покриття будівлі мають бути піддатливими у вертикальній площині і жорсткими – у площині диску покриття.

В.6 Плитні і масивні фундаменти під спорудами та обладнанням, які підлягають вирівнюванню домкратами, проектується з улаштуванням:

- роздільного шва між нижньою (опорною) і верхньою цокольною частинами фундаменту;
- прорізів в опорній і цокольній частинах фундаменту для розміщення домкратів;
- страхувальних елементів, які виконують у процесі експлуатації та під час робіт з вирівнювання роль зв'язків між цокольною і опорною частинами фундаменту.

В.7 Шахти ліфтів при проектуванні можуть бути включені у вирівнювану (ту, що піднімається) частину будівлі або бути відокремленими на самостійних фундаментах. У випадку відокремлених шахт їх конструкції мають бути відділені від конструкцій фундаментів будівлі і її наземної частини роздільним швом та зазорами з розмірами, достатніми для рихтування по вертикалі ліфтових шахт. У фундаментах ліфтових шахт мають бути передбачені прорізи для установки вирівнювальних пристроїв.

В.8 Системи теплопостачання і газопостачання, внутрішнього водопроводу і каналізації проектується із застосуванням технічних заходів, що дозволяють забезпечувати нормальну експлуатацію інженерних мереж у процесі вирівнювання будівлі або споруди, у тому числі:

- не допускається прокладання трубопроводів у прорізах, призначених для розміщення вирівнювальних пристроїв;
- кріплення стояків і розвідних трубопроводів до конструкцій будинку або споруди, розташованих вище горизонтального роздільного шва між опорною та частиною будівлі або споруди, що піднімається;
- влаштування спеціальних тимчасових отворів для пропуску трубопроводу через стіни і фундаменти із забезпеченням розрахункових зазорів між трубопроводами і будівельними конструкціями;
- влаштування компенсаторів, що допускають горизонтальні і вертикальні переміщення трубопроводів;
- установка запірних вентилів на всіх стояках трубопроводів холодного і гарячого водопостачання.

В.9 У проектах об'єктів будівництва при будівництві передбачається закладання марок для інструментальних спостережень як на час виконання робіт, так і в період експлуатації і вирівнювання.

ДОДАТОК Г
(довідковий)ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ ЖОРСТКОСТІ ОСНОВ, СКЛАДЕНИХ ПРОСІДАЮЧИМИ
ГРУНТАМИ

Коефіцієнти жорсткості основи, складеної просідаючими ґрунтами, які використовуються для оцінки напружено-деформівного стану конструкцій будівель і споруд, рекомендується визначати для двох станів просідаючих ґрунтів за вологістю:

– без урахування властивостей просідання ґрунтів, виходячи з деформаційних та характеристик міцності при сталій вологості, яка приймається як природна вологість w , якщо $w \geq w_p$, і вологість на межі розкочування w_p , якщо $w < w_p$;

– з урахуванням властивостей просідання ґрунтів при можливому їх замочуванні, виходячи з деформаційних та характеристик міцності ґрунтів у водонасиченому стані (ступені вологості $S_r \geq 0,8$).

Розрахунок осідань і просідань основи виконують, як правило, з застосуванням розрахункової схеми основи у виді лінійно-деформівного напівпростору з умовним обмеженням глибини стисливої товщі або лінійно-деформівного шару згідно зі ДБН В.2.1-10 та вказівками даного додатка.

Г.1 Осідання і просідання основи

Г.1.1 При обрахуванні значень коефіцієнтів жорсткості основи враховуються форма і розміри підшви фундаменту, неоднорідність геологічної будови та розподільні властивості ґрунтів.

Форма і розміри підшви фундаменту враховуються при визначенні напружень, що діють у вертикальному напрямку, за глибиною основи згідно з вимогами додатка Д ДБН В.2.1-10.

Неоднорідність геологічної будови основи враховується визначенням осідань у точках під підшвою фундаменту на розрахункових вертикалях геологічного розрізу, які вибираються залежно від характеру нашарувань, наявності лінз, включень (рисунок Г.1). За вибраними вертикалями слід призначати розрахункові шари у межах стисливої товщі основи.

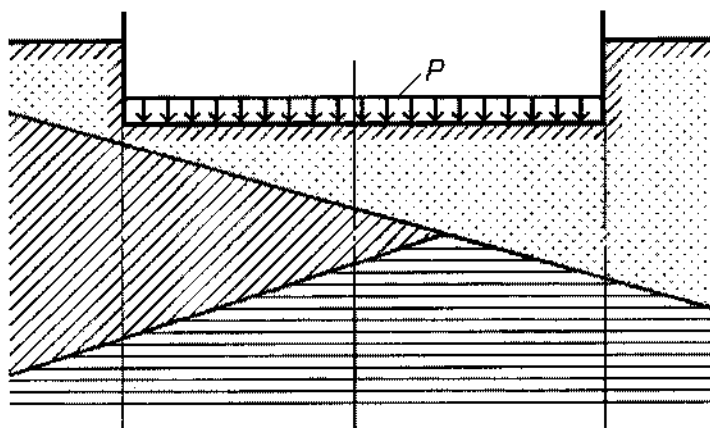


Рисунок Г.1 – Геологічний розріз неоднорідної основи

Розподільні властивості основи при природній вологості ґрунтів враховуються визначенням її змінного коефіцієнта жорсткості за значенням повного осідання виходячи з роздільного обліку його пружної та залишкової частин, які знаходяться у залежності

$$s = s_{el} + s_{pl}, \quad (\text{Г.1})$$

де s – повне осідання ґрунтової основи по вертикалі, що розглядається, від зовнішнього навантаження, яке вираховується у межах стисливої товщі основи H_c ;

s_{el} – пружна частина осідання;

s_{pl} – залишкова частина осідання.

Г.1.2 Повне осідання основи з використанням розрахункової схеми у виді лінійно-деформівного напівпростору по розрахунковій вертикалі слід визначати методом пошарового підсумовування за формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (\text{Г.2})$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – значення додаткового вертикального напруження від сумарних навантажень, що передаються системою фундаментів, в i -му шарі ґрунту за вертикаллю, яка розглядається;

h_i – товща шару ґрунту;

E_i – модуль повних деформацій шару ґрунту, що визначається в межах діючих напружень, які перевищують напруження від власної ваги ґрунту $\sigma_{zp,i}$, відповідно до пунктів Г.5.1 – Г.5.4 цього додатка;

n – число шарів, на які розділена стислива товща основи.

При цьому розподілення вертикальних напружень по глибині основи за розрахунковими вертикалями визначається з урахуванням нерівномірного розподілення вертикальних напружень по горизонтальних перерізах стислої товщі основи у відповідності з додатком Д ДБН В.2.1-10. Значення цих напружень на глибині на вертикалі, що проходить через довільну точку у межах чи за межами фундаменту, що розглядається, визначається методом кутових точок (додаток Д ДБН В.2.1-10) або з використанням формул замкнених розв'язувань, за якими визначається розподілення напружень у лінійно-деформівному напівпросторі від дії навантаження на контактну поверхню основи.

Г.1.3 Пружні осідання основи за розрахунковими вертикалями визначаються з урахуванням нерівномірного розподілення вертикальних напружень по горизонтальних перерізах стислої товщі аналогічно з пунктом Г.3.

Пружне осідання основи за розрахунковою вертикаллю слід визначати за формулою:

$$s_{el} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{el,i}}, \quad (\text{Г.3})$$

де $\sigma_{zp,i}$, β , h_i , n – аналогічні позначенням формули (2);

$E_{el,i}$ – модуль пружних деформацій i -го шару ґрунту, що визначається за розвантажувальною кривою діаграми деформування відповідно до пунктів Г.5.1 – Г.5.4 даного додатка.

Г.1.4 Залишкові осідання основи визначаються у випадках, коли

$$p > \sigma_{zg,d}, \quad (\text{Г.4})$$

де p – середній тиск (нормальне контактне напруження) під подошвою фундаменту, що не перевищує розрахункового опору ґрунту основи;

$\sigma_{zg,d}$ – вертикальне напруження на рівні подошви фундаменту від власної ваги ґрунтів, що лежать вище.

Залишкове осідання s_{pl} визначається як різниця між середніми значеннями повного осідання та пружною його частиною, які визначаються за розрахунковими вертикалями, виходячи з залежності формули (Г.1).

Якщо $p \leq \sigma_{zg,d}$, залишкові та пружні осідання не розділяють і не визначають.

Г.1.5 При визначенні коефіцієнтів жорсткості основи не враховуються розподільні властивості ґрунту, якщо дотримується умова

$$\frac{E_{el}}{E} \geq 6. \quad (\text{Г.5})$$

У цьому випадку при визначенні пружних осідань основи за формулою (Г.3) значення напружень по всіх вертикалях у межах підшови фундаменту, які розглядаються, слід приймати однаковими та такими, що дорівнюють напруженням на вертикалі, що проходить через центр підшови фундаменту. Залишкові осідання визначаються за формулою (Г.1).

Г.1.6 При визначенні коефіцієнтів жорсткості основи враховуються деформації просідання ґрунтів та додаткові деформації непросідаючих ґрунтів від зовнішнього навантаження у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$ (деформованій зоні), які можуть виникати при підвищенні їх вологості у результаті замочування з локальних джерел або при підвищенні рівня підземних вод.

Величина просідання $s_{sl,p}$ у верхній зоні основи визначається як різниця між величиною просідання від сумарних напружень s_{sl} та просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ за формулою:

$$s_{sl,p} = \sum_{i=1}^{n_1} \varepsilon_{sl}^i h_i - \sum_{i=1}^{n_1} \varepsilon_{sl,g}^i h_i, \quad (\text{Г.6})$$

де ε_{sl}^i – відносна просадочність i -го шару ґрунту при сумарних напруженнях, викликаних власною вагою ґрунту, та напруженнями від зовнішнього навантаження, що передається системою фундаментів;

$\varepsilon_{sl,g}^i$ – відносна просадочність i -го шару ґрунту при напруженнях, викликаних власною вагою ґрунту;

h_i – товща i -го шару ґрунту;

n_1 – кількість шарів просідання, в яких виконується підсумовування просідання.

Величина додаткового осідання s_d , що викликана деформаціями непросідаючих шарів ґрунту у зоні $h_{sl,p}$, які мають коефіцієнт пористості $e > 0,7$, враховується, якщо замочування ґрунтів призводить до істотного зниження їх модулів деформації. Додаткове осідання визначається за значеннями модулів деформації ґрунту природної вологості E та у водонасиченому стані E_w за формулою (Г.2), у якій модуль деформації E_i замінюється на $E_{\text{доод},i}$, а підсумовування виконується по тих шарах, у яких $E_{\text{доод},i} < 100$ МПа. Значення $E_{\text{доод},i}$ визначаються за формулою:

$$E_{\text{доод},i} = \frac{E_i E_{w,i}}{E_i - E_{w,i}}. \quad (\text{Г.7})$$

Г.2 Коефіцієнти жорсткості основи при стиску

Г.2.1 Коефіцієнт жорсткості основи C лінійно-деформівної основи з урахуванням властивостей просідання ґрунтів по вертикалі, що розглядається, визначається за формулою:

$$C = \frac{p}{s + s_{sl,p} + s_d}. \quad (\text{Г.8})$$

Проміжні значення коефіцієнта жорсткості на ділянках поверхні основи між розрахунковими вертикалями допускається визначати інтерполяцією.

Г.2.2 У випадку, коли за результатами розрахунку будинку або споруди сумісно з основою при використанні значення коефіцієнтів жорсткості C , а для ґрунтових умов, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, з урахуванням впливів просідання (осідання) поверхні основи $s_{sl,g}$ (додаток А) реактивні тиски під підшовою фундаментів не задовольняють умови 9.3.10, коефіцієнти жорсткості слід визначати з урахуванням нелінійних властивостей деформування основи (рисунок Г.2).

При зростанні тиску на поверхню основи для розрахунків приймається гіперболічна залежність між осіданням та тиском, при зменшенні тиску – лінійна. Допускається застосовувати і інші види залежностей осідання – тиск, які перевірені експериментальним шляхом та досвідом проектування та експлуатації будинків і споруд.

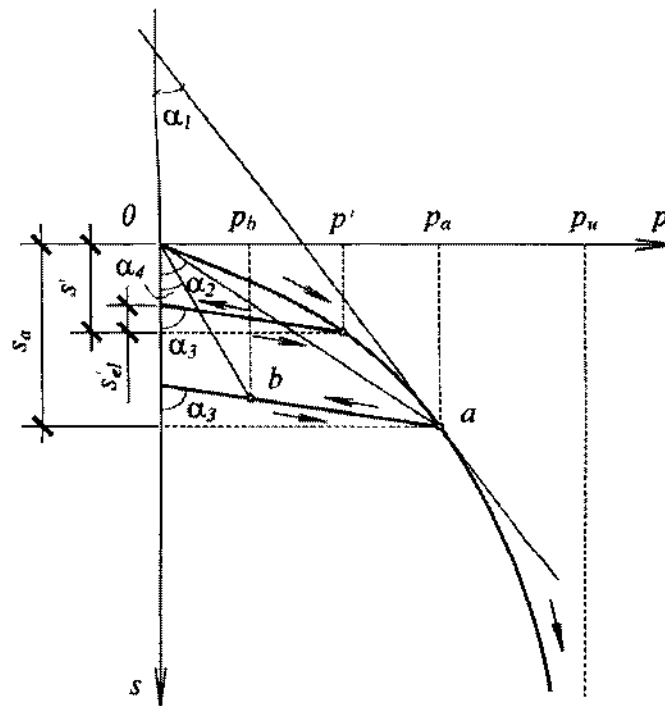


Рисунок Г.2 – Розрахункова залежність між осіданням і тиском (контактним напруженням) для нелінійно-деформівної основи

Г.2.3 У відповідності з рекомендованими залежностями (Г.2.2) між тиском і деформаціями основи загальні осідання без урахування деформацій просідання контактної поверхні основи під фундаментами визначаються за формулами:

– осідання поверхні основи при зростаючому тиску p

$$s = \frac{p \bar{s}}{p_u - p}, \quad (\text{Г.9})$$

де \bar{s} – приведені осідання (що встановлює параметри гіперболи), яке визначається за формулою:

$$\bar{s} = s' \left(\frac{p_u}{p'} - 1 \right), \quad (\text{Г.10})$$

тут $s' = s_{pl} + s_{el}$ – повне осідання основи по вертикалі, що розглядається, обчислене при тиску p' ;

p' – середній тиск під підшоною фундаменту, який дорівнює розрахунковому опору ґрунту основи R і визначається відповідно до ДБН В.2.1-10 з урахуванням вологості ґрунтів під підшоною фундаменту;

p_u – граничний опір ґрунту основи, який визначається у відповідності з ДБН В.2.1-10 з урахуванням вологості ґрунтів під підшоною фундаменту.

Осідання поверхні основи при зменшенні тиску (розвантаженні) визначається за формулою:

$$s = s_a - s'_{el} \frac{p_a - p}{p'}, \quad (0 \leq p \leq p_a), \quad (\text{Г.11})$$

де s_a – осідання при тиску p_a , з якого починається розвантаження;

s'_{el} – пружне осідання основи при тиску p' .

Г.2.4 При використанні залежностей між осіданням і тиском за формулами (Г.9) і (Г.11) значення нелінійних коефіцієнтів жорсткості основи без урахування властивостей просідання ґрунтів визначаються за формулами:

– дотичний (дійсний) C_k при навантаженні

$$C_k = \frac{p_u \bar{s}}{(s + \bar{s})^2}; \quad (\text{Г.12})$$

– січний (середній) C_c при навантаженні

$$C_c = \frac{p_u}{s + \bar{s}}; \quad (\text{Г.13})$$

– дотичний C_{pk} при розвантаженні

$$C_{pk} = \frac{p'}{s'_{el}}; \quad (\text{Г.14})$$

– січний C_{pc} при розвантаженні

$$C_{pc} = \frac{p_b}{s_a - \frac{p_a - p_b}{C_{pk}}}. \quad (\text{Г.15})$$

де $p_u, s, \bar{s}, p', s'_{el}, s_a, p_a$ – ті самі, що і в формулах (Г.9) – (Г.11);

a – точка на кривій навантаження, від якої почалось розвантаження (рисунок Г.2);

b – точка на прямій розвантаження, за якою визначається січний коефіцієнт жорсткості (рисунок Г.2);

p_b – тиск, за яким визначається січний коефіцієнт жорсткості при розвантаженні.

Г.2.5 Значення нелінійних коефіцієнтів жорсткості основи з урахуванням властивостей просідання ґрунтів визначаються за формулами (Г.9) – (Г.15), у яких:

– розрахунковий p' та граничний p_u опори ґрунтів основи розраховуються з використанням розрахункових значень характеристик міцності ґрунтів у водонасиченому стані;

– повне осідання і просідання основи s' визначаються за формулою:

$$s' + s_{pl} + s_{el} + s_{sl,p} + s_d, \quad (\text{Г.16})$$

де $s_{pl}, s_{el}, s_{sl,p}, s_d$ – ті самі, що і в формулах (Г.1) і (Г.8).

Г.3 Коефіцієнти жорсткості основи при зсуві

Г.3.1 Коефіцієнти жорсткості D лінійно-деформівної основи при зсуві визначають виходячи з горизонтальних переміщень u поверхні основи від дії середнього дотичного напруження τ під подошвою фундаменту. Горизонтальні переміщення поверхні основи визначають методами, що враховують обмежену глибину зони горизонтальних переміщень ґрунту.

Коефіцієнт жорсткості D при зсуві визначають за формулою:

$$D = \frac{\tau}{u}. \quad (\text{Г.17})$$

Г.3.2 Коефіцієнт жорсткості нелінійно-деформівної основи при зсуві визначають виходячи з гіперболічної залежності між горизонтальним переміщенням та дотичним контактним напруженням при його збільшенні; при зменшенні напруження приймається лінійна залежність. Графік залежності між горизонтальним переміщенням u та дотичним напруженням τ подібний до графіка на рисунку 5.2, де p і s замінюють на τ і u .

Горизонтальне переміщення поверхні основи при зростаючому дотичному напруженні τ визначають за формулою:

$$u = \frac{\tau \bar{u}}{\tau_u - \tau}, \quad (\text{Г.18})$$

де \bar{u} – приведенне горизонтальне переміщення, що визначається за формулою:

$$\bar{u} = u' \left(\frac{\tau_u}{\tau'} - 1 \right), \quad (\text{Г.19})$$

де u' – горизонтальне переміщення поверхні основи по вертикалі, що розглядається, при дії горизонтального напруження τ' ;

τ_u – граничний опір ґрунту основи зсуву по підшві фундаменту, що визначається згідно з ДБН В.2.1-10 і обчислюється з використанням розрахункових значень характеристик міцності ґрунтів при природній вологості або у водонасиченому стані у залежності від розташування джерела замочування;

τ' – середнє дотичне напруження по підшві фундаменту, яке повинно задовольняти умову:

$$\tau' \leq 0,5 \tau_u. \quad (\text{Г.20})$$

Горизонтальне переміщення u поверхні основи при зменшенні дотичного напруження τ (розвантаженні) визначають за формулою:

$$u = u_a - u'_{el} \frac{\tau_a - \tau}{\tau'}, \quad (0 \leq \tau \leq \tau_a), \quad (\text{Г.21})$$

де u_a – горизонтальне переміщення при дотичному напруженні τ_a ;

u'_{el} – пружне горизонтальне переміщення поверхні основи при дотичному напруженні τ' , що визначається за формулою:

$$u'_{el} = u' \frac{s'_{el}}{s'}, \quad (\text{Г.22})$$

де s'_{el}, s' – ті самі, що в формулах (Г.10) і (Г.11).

Г.3.3 При залежності між горизонтальним переміщенням та дотичним напруженням за формулами (Г.18) і (Г.21) значення коефіцієнтів жорсткості при зсуві визначають за формулами:

– дотичний (дійсний) D_k при навантаженні

$$D_k = \frac{\tau_u \bar{u}}{(u + \bar{u})^2}; \quad (\text{Г.23})$$

– січний (середній) D_c при навантаженні:

$$D_c = \frac{\tau_u}{u + \bar{u}}; \quad (\text{Г.24})$$

– дотичний D_{pk} при розвантаженні:

$$D_{pk} = \frac{\tau'}{u'_y}; \quad (\text{Г.25})$$

– січний D_{pc} при розвантаженні:

$$D_{pc} = \frac{\tau_b}{u_a - \frac{\tau_a - \tau_b}{D_{pk}}}, \quad (\text{Г.26})$$

де $\tau_u, \bar{u}, u, \tau', \tau_a$ – такі самі, що в формулах (Г.18) – (Г.22);

a – точка на кривій навантаження, від якої розпочалось розвантаження;

b – точка на прямій розвантаження, для якої визначається січний коефіцієнт жорсткості;

τ_b – дотичне напруження, за якого визначається січний коефіцієнт жорсткості при розвантаженні.

Г.4 Коефіцієнти жорсткості основи при динамічних навантаженнях

Г.4.1 В якості експериментально обґрунтованої і нормативно забезпеченої методики визначення вертикальних і горизонтальних динамічних коефіцієнтів жорсткості ґрунтової основи для фундаментів технологічного обладнання мілкого закладання та пальових за умови дії динамічних навантажень при відсутності деформацій просадки завдяки проведенню геотехнічної меліорації згідно з 9.2.10, 9.2.11, 9.2.12, 9.3.6 і розділом 12 цього стандарту може використовуватися методика, що відповідає СНиП 2.02.05.

Г.4.2 Коефіцієнт пружного рівномірного стиску C_z , кН/м (тс/м³), для фундаментів мілкого закладання визначають за даними проекту на підготовку основи і результатами контролю її виконання.

Значення C_z визначають за формулою:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right), \quad (\text{Г.27})$$

де b_0 – коефіцієнт (м⁻¹), що дорівнює 1 для піщаних ґрунтів, 1.2 – для супісків і суглинків, 1.5 – для глин та великоуламкових ґрунтів;

$A_{10} = 10 \text{ м}^2$;

A – площа підшови фундаменту, м² (для фундаментів з площею підшови $A > 200 \text{ м}^2$, значення A приймається 200 м^2);

E – модуль пружності ґрунту під підшовою фундаменту, кПа (у випадку неоднорідної основи значення E визначається як середнє в межах стисливої товщі);

Г.4.3 Коефіцієнти пружного нерівномірного стиску C_ϕ , кН/м³, пружного рівномірного зсуву C_x , кН/м³ та пружного нерівномірного зсуву C_ψ , кН/м³ приймаються за результатами випробувань або за даними швидкостей пружних хвиль за відсутністю експериментальних даних за формулами:

$$C_\phi = 2 C_z, \quad (\text{Г. 28})$$

$$C_x = 0,7 C_z, \quad (\text{Г. 29})$$

$$C_\psi = C_z. \quad (\text{Г. 30})$$

Г.4.4 Коефіцієнти жорсткості для підготовлених геотехнічною меліорацією ґрунтових основ, кН/м, визначають за формулами:

$$K_z = C_z A, \quad (\text{Г.31})$$

$$K_\phi = C_\phi I_\phi, \quad (\text{Г.32})$$

$$K_x = C_x A, \quad (\text{Г.33})$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi, \quad (\text{Г.34})$$

де I_ϕ та I_ψ – відповідно моменти інерції площини підшови фундаменту відносно горизонтальної осі, що перпендикулярна до вертикальної площини динамічної дії та вертикальної осі фундаменту, яка проходить через центр тяжіння підшови фундаменту.

Г.4.5 Розрахункові значення коефіцієнтів жорсткості $K_{x,red}$ ґрунту на бічній поверхні паль фундаменту в горизонтальному напрямі при динамічних діях визначаються за формулою:

$$K_{x,red} = \frac{\bar{\alpha}^3}{\rho} E_b I, \quad (\text{Г.35})$$

де I – момент інерції площі поперечного перерізу палі, м⁴;

$\bar{\alpha}$ – коефіцієнт пружної деформації системи "паль-ґрунт", що визначається за формулою:

$$\bar{\alpha} = 2\alpha_{\epsilon}, \quad (Г.36)$$

α_{ϵ} – коефіцієнт деформації, визначений при $\gamma_c = 3$ відповідно до вказівок ДБН В.2.1-10-2009.
Для паль, затиснених у ростверку,

$$p = A_o + 2B_o l_o \bar{\alpha} + C_o (l_o \bar{\alpha})^2 + \frac{(l_o \bar{\alpha})^3}{3}. \quad (Г.37)$$

Для паль з шарнірним сполученням з ростверком

$$p = A_o + \frac{1}{C_o + l_o \bar{\alpha}} \left\{ B_o [(l_o \bar{\alpha})^2 - B_o] + \frac{(l_o \bar{\alpha})^3}{3} \left(C_o + \frac{l_o \bar{\alpha}}{4} \right) \right\}, \quad (Г.38)$$

де A_o, B_o, C_o – безрозмірні коефіцієнти в залежності від приведеної глибини занурення палі ($\bar{l} = l a_{\epsilon}$) і умов спирання її нижнього кінця. Значення A_o, B_o, C_o визначаються за таблицею Г.1.

Г.4.6 Вертикальна жорсткість палових фундаментів при сейсмічних впливах визначається за формулою:

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_o}{E_b A_p}}, \quad (Г.39)$$

де $K_{z,red}^* = E_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)}$; $\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m}^u}{E_b A_p}}$; $\alpha = \frac{C_z^*}{E_b}$; $c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} c_{p,k} l_k}{l}$;

E_b – модуль пружності матеріалу паль, кПа (тс/м²);

l – глибина занурення палі в ґрунт, м;

l_o – відстань від підшви ростверка до поверхні ґрунту, м (для низького ростверка $l_o = 0$);

A_p – площа поперечного перерізу палі, м²;

u – периметр поперечного перерізу палі, м;

C_z^* – коефіцієнт пружного рівномірного стиску ґрунту на рівні нижніх кінців паль, кН/м³ (тс/м³) за формулою:

$$C_z^* = b_o E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A_p}} \right), \quad (Г.40)$$

у якій площа підшви фундаменту A_p приймається аналогічно площі найбільшого поперечного перерізу нижнього кінця палі, а значення коефіцієнта b_o для забивних паль подвоюється (інші показники ті ж самі, що у формулі (27));

$c_{p,k}$ – питомий пружний опір ґрунту на бічній поверхні палі в k -му шарі, що приймається за таблицями Г.2 і Г.3

c_o – коефіцієнт, який приймається 10000 кН/м³ (1000 тс/м³);

k_l – номер шару ґрунту від поверхні ґрунту до глибини, що дорівнює l ;

l_k – товщина k -го шару ґрунту;

th – тангенс гіперболічний.

Г.4.7 Коефіцієнт умов роботи γ_c при сейсмічних навантаженнях приймається 3.

Примітка. При зменшенні відстані між палями від $5d$ до $2d$ слід $k_{z,red}$ зменшити у 2 рази (для проміжних відстаней визначається за інтерполяцією).

Таблиця Г.1 – Безрозмірні коефіцієнти в залежності від приведеної глибини занурення палі в ґрунт

Приведена глибина занурення палі \bar{l}	При спиранні палі на несkeletalний ґрунт			При спиранні палі на скелю			При закладенні палі в скелю		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	756,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,291	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	2,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
$\geq 4,0$	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

Таблиця Г.2 – Значення питомого пружного опору пилувато-глинистих ґрунтів по бічній поверхні палі

Показник текучості пилувато-глинистих ґрунтів I_L	Питомий опір c_p , кН/м ³ (тс/м ³)
$0,75 < I_L \leq 1$	$1,5 \cdot 10^4 - 0,5 \cdot 10^4$ (1500 – 500)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	$3 \cdot 10^4 - 1,5 \cdot 10^4$ (3000 – 1500)
$0,25 < I_L \leq 0,5$	$4,5 \cdot 10^4 - 3 \cdot 10^4$ (4500 – 3000)
$0 < I_L \leq 0,25$	$6 \cdot 10^4 - 4,5 \cdot 10^4$ (6000 – 4500)

Примітка 1. Для проміжних значень I_L значення c_p визначаються інтерполяцією.

Примітка 2. Для просідаючих ґрунтів значення питомого пружного опору c_p визначається як для пилувато-глинистих ґрунтів з показниками текучості I_L (що відповідає природній вологості або з урахуванням можливого замочування відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009).

Таблиця Г.3 – Значення питомого пружного опору піщаних ґрунтів по бічній поверхні пали

Піски		Питомий пружний опір c_p , кН/м ³ (тс/м ³) ґрунтів різної вологості	
водонасичені	вологі	маловологі	водонасичені
Средньої крупності			
Пухкий	$1,5 \cdot 10^4(1500)$	$2 \cdot 10^4(2000)$	$3 \cdot 10^4(3000)$
Середньої щільності	$3 \cdot 10^4(3000)$	$4 \cdot 10^4(4000)$	$5 \cdot 10^4(5000)$
Дрібні			
Пухкий	$1 \cdot 10^4(1000)$	$1,5 \cdot 10^4(1500)$	$2,5 \cdot 10^4(2500)$
Середньої щільності	$2 \cdot 10^4(2000)$	$3 \cdot 10^4(3000)$	$4 \cdot 10^4(4000)$
Пилуваті			
Пухкий	$0,5 \cdot 10^4(500)$	$1 \cdot 10^4(1000)$	$1,5 \cdot 10^4(1500)$
Середньої щільності	$1 \cdot 10^4(1000)$	$1,5 \cdot 10^4(1500)$	$2,5 \cdot 10^4(2500)$
Примітка. Питомий пружний опір для щільних піщаних ґрунтів слід приймати на 50 % вище ніж найбільше зі значень c_p , вказаних в таблиці для цього виду ґрунту.			

Г.5 Визначення модулів деформації ґрунтів

Г.5.1 Для визначення модулів повних E і пружних E_{el} деформацій ґрунту за результатами польових випробувань ґрунту штампами або лабораторних компресійних випробувань зразків ґрунту одержується крива навантаження та крива розвантаження. При цьому розвантаження виконується після досягнення стабілізації осідання від останнього ступеня навантаження. Розвантаження виконується тими самими ступенями, якими виконувалось навантаження, з досягненням необхідної стабілізації деформації.

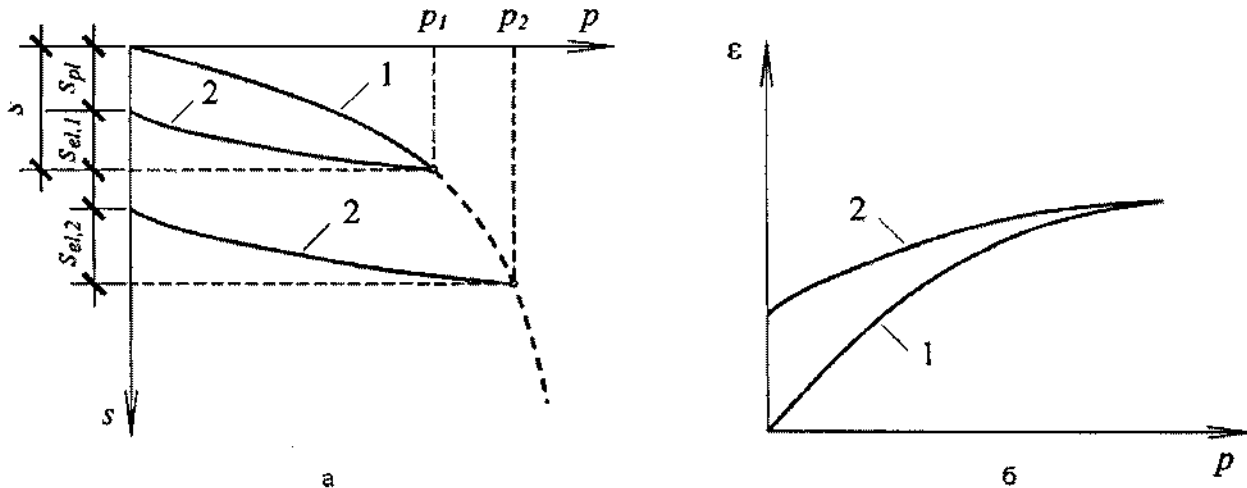
Г.5.2 У випадку штампових випробувань модулів деформації E та E_{el} допускається визначати за графіком залежності осідання штампу від навантаження на нього (рисунок Г.3 а) з використанням теорії пружності для лінійно-деформівного напівпростору за формулами:

$$E = \frac{\omega p \sqrt{A}(1-v^2)}{s}; \quad (\text{Г.41})$$

$$E_{el} = \frac{\omega p \sqrt{A}(1-v^2)}{s_{el}}; \quad (\text{Г.42})$$

де ω – коефіцієнт форми підошви штамп, який дорівнює 0,88 для квадрата і 0,89 – для кола;
 p – середній тиск по підошві штамп в межах прямолінійного відрізка залежності між s і p кривої навантаження (Г.41), з якого починається розвантаження згідно з залежністю між s_{el} і p (Г.42);
 A – площа підошви штамп;
 v – коефіцієнт поперечної деформації ґрунту.

Модулі деформації, що визначені штамповими випробуваннями, враховують напруження від власної ваги ґрунту по глибині товщі та дійсні в межах деформівної зони під штампом.



а – осідання жорсткого штампа в шурфі; б – відносна деформація зразка в компресійному приладі; 1 – крива навантаження; 2 – крива розвантаження

Рисунок Г.3 – Графік залежності деформацій від тиску при випробуванні ґрунту статичним навантаженням

Г.5.3 При компресійних випробуваннях модулі повних і пружних деформацій ґрунту слід визначати з урахуванням напружень від його власної ваги, що діють на відмітках, де відібрані зразки ґрунту.

Через значення відносних деформацій для кривої навантаження (рисунок Г.3, б), що отримані при компресійному випробуванні зразків, слід перейти до графіка залежності "тиск – коефіцієнт пористості" (рисунок Г.4) згідно з формулою

$$e_i = e_{i-1} - (1 + e_{e-1})\varepsilon_i \quad (\text{Г.43})$$

де e_i, e_{e-1} – коефіцієнти пористості при значенні відносної деформації ε_i на i -му кроці додавання тиску p_i ;

e_0 – початковий коефіцієнт пористості, визначений при закладанні зразка в прилад.

Після отримання значень коефіцієнта пористості на кожному кроці випробувань слід за інтерполяцією отримати значення e для природного тиску ґрунту p_z і діючого тиску p_a (відповідно e_z та e_a)

$$e_z = e_i^z + \frac{(e_{i-1}^z - e_i^z) \cdot (p_i^z - p_z)}{(p_i^z - p_{i-1}^z)}, \quad e_a = e_i^a + \frac{(e_{i-1}^a - e_i^a) \cdot (p_i^a - p_z)}{(p_i^a - p_{i-1}^a)} \quad (\text{Г.44})$$

Повний модуль деформації E в інтервалі тисків від p_z до p_a згідно з рисунком Г.4 (тангенс кута нахилу відрізка АВ) визначається з формули:

$$E = \beta \cdot \frac{p_a - p_z}{e_z - p_a} \quad (\text{Г.45})$$

де β – коефіцієнт, який залежить від виду ґрунту.

Значення модуля пружних деформацій E_{el} визначається за кривою розвантаження при компресійному випробуванні зразка аналогічно визначенню E .

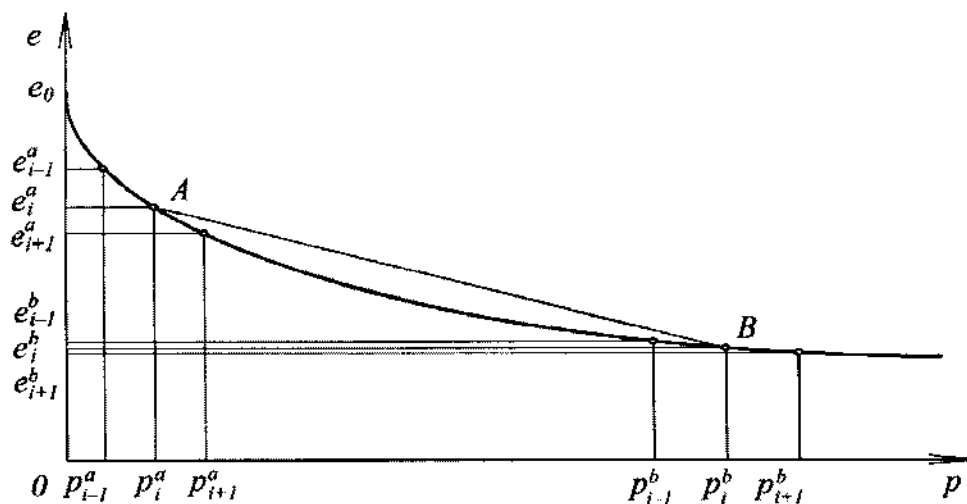


Рисунок Г.4 – Графік залежності "тиск – коефіцієнт пористості" за результатами компресійних випробувань

Г.5.4 Якщо при польових випробуваннях ґрунтів штампами або при компресійних випробуваннях зразків ґрунтів криві розвантаження не визначались, допускається приймати значення

$$E_{ef} = 6E . \tag{Г.46}$$

ДОДАТОК Д
(обов'язковий)

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ НА ОБВОДНЕНИХ ПРОСІДАЮЧИХ ҐРУНТАХ

Д.1 При проектуванні основ будівель і споруд враховуються особливості просідаючих ґрунтів, які знаходяться в водонасиченому стані, розташованих нижче мінімального довгочасного рівня підземних вод, внаслідок сезонних та багаторічних коливань рівня підземних вод (у тому числі верховодки), формування нового підвищеного рівня довгочасного середнього рівня.

Характер і динаміка обводнення основ встановлюються на основі довгочасних гідрогеологічних прогнозів, що виконуються на стадії вишукувань з урахуванням як природних явищ, так і техногенних (антропогенних) процесів (зміна умов поверхневого стоку при вертикальному плануванні та виконанні земляних робіт, засипання природних дрен, втрати із водонесучих комунікацій у період їх експлуатації, витікання виробничих вод у будівлях з мокрим технологічним процесом, зниження випаровування під будівлями та асфальтованими територіями, баражні ефекти, поливання зелених насаджень).

Підвищення рівня підземних вод, як правило, супроводжується розуцільненням ґрунтів у результаті їх гідростатичного зважування, зниженням міцності, зміною коефіцієнтів пористості та фільтрації. При цьому вологість ґрунтів зростає у 2-3 рази, зчеплення знижується в середньому втричі, а кут внутрішнього тертя у 2-2,5 рази.

Д.2 При нерівномірному заляганні покрівлі водоупору, виникненні тимчасових водонесучих горизонтів (верховодки) у виді лінз або прошарків, а також при локальному техногенному замочуванні рівень підземних вод може підвищуватись на окремих ділянках території, що забудовується, і утворювати куполи з локальними змінами (погіршеннями) будівельних властивостей ґрунтів та розвитком нерівномірних осідань будинків і споруд.

У випадках, які перераховані у пунктах Д.1 та Д.2, до обводнених відносяться просідаючі ґрунти, що мають ступінь вологості $S_r \geq 0,6$.

Д.3 Обводнені (водонасичені) просідаючі ґрунти із ступенем вологості $S_r \geq 0,8$ слід відносити до непросідаючих і сильностисливих. Внаслідок їх недоуцільненості та неоднорідності в плані і за глибиною при проектуванні будинків і споруд враховується ймовірність нерівномірних осідань фундаментів, величина яких може досягати значень, які перевищують нормативні.

Д.4 Призначення розмірів підшов фундаментів проводиться з розрахунку, щоб середній тиск по підшві не перевищував величини структурної міцності обводненого ґрунту, що за чисельністю дорівнює початковому тиску просідання або розрахунковому опору водонасиченого просідаючого ґрунту.

При проектуванні будинків і споруд на основах, які складені просідаючими ґрунтами природної вологості $S_r \geq 0,6$, розрахунок ширини фундаментів повинен виконуватись за величиною початкового тиску просідання p_{sl} із умови

$$p_{сер} \leq p_{sl}, \quad (Д.1)$$

а розрахунок конструкцій виконуватись з урахуванням впливів від просідання ґрунтів.

При підйомі рівня підземних вод і підвищенні вологості ґрунтів основи до $S_r \geq 0,8$ ширину підшов призначають із умови (Д.2), а розрахунок конструкцій виконується з урахуванням вказівок пункту Д.5

$$p_{сер} \leq R, \quad (Д.2)$$

де $p_{сер}$ – середній тиск по підшві фундаменту;

R – розрахунковий опір водонасиченого просідаючого ґрунту під підшвою фундаменту.

Величина розрахункового опору обводненого просідаючого ґрунту обчислюється за його фізико-механічними показниками, одержаними у польових або лабораторних випробуваннях при ступені вологості $S_r \geq 0,8$ згідно ДБН В.2.1-10.

Д.5 Модуль загальної деформації водонасичених лесових ґрунтів визначається на основі їх безпосередніх випробувань статичними навантаженнями у шурфах, дудках чи котлованах з допомогою плоских горизонтальних штампів площею 2500-5000 см², а також у свердловині або масиві з допомогою гвинтової лопаті-штампу площею 600 см².

Модулі деформації можуть визначатися у польових умовах з допомогою пресіометрів у свердловинах і плоских вертикальних штампів (лопатових пресіометрів) у свердловинах чи масиві, а також статичного зондування з наступним коригуванням одержаних дослідних даних. Коригування цих даних має виконуватися шляхом їх зіставлення з результатами еталонних випробувань того самого ґрунту, які паралельно проводяться з допомогою плоских горизонтальних штампів, а при складності проведення останніх (великі глибини, високий рівень підземних вод) – з результатами випробувань гвинтовою лопаттю-штампом.

Вказані випробування та їх зіставлення обов'язкові при спорудженні будинків I і II груп капітальності; допускається коригування результатів випробувань ґрунтів пресіометрами або плоскими вертикальними штампами з допомогою емпіричних коефіцієнтів. Розрахункові величини загальних модулів деформації таких ґрунтів не перевищують 10 МПа.

Д.6 При проектуванні будівель і споруд на обводнених просідаючих ґрунтах беруть до уваги дуже низькі швидкості протікання їх осідань внаслідок слабкої водопроникності ґрунтів, яка характеризується коефіцієнтами фільтрації $10^{-5} - 10^{-7}$ см/с. Процес консолідації ґрунтів і стабілізації осідань об'єктів може продовжуватися протягом тривалого часу, який іноді досягає 2-5 років і більше.

Розрахунок тривалості консолідації основи виконується з урахуванням швидкості докладання навантаження та анізотропії фільтраційних властивостей ґрунтів. При цьому допускається використовувати методи теорії лінійної консолідації ґрунтів.

У проектах зауважується необхідність рівномірного за площею завантаження основи в процесі виконання будівельно-монтажних робіт.

Д.7 Спирання фундаментів безпосередньо на водонасичені просідаючі ґрунти не допускається. Під подошвою фундаментів влаштовуються розподільні піщані, гравійно-піщані або щебеневі подушки завтовшки не менше 0,5 м. Подушки влаштовуються також для заміни або прорізки сильностисливих шарів ґрунту, зменшення тиску на шари ґрунтів, які знаходяться нижче, і підвищення відмітки подошви фундаменту. В таких випадках товщина подушок визначається розрахунком. Такі подушки виконують роль дренажу і сприяють прискоренню процесу ущільнення (консолідації) ґрунтів, які знаходяться нижче.

Застосування з цією метою дрібних і пилюватих пісків не допускається.

Д.8 При проектуванні фундаментів на обводнених просідаючих ґрунтах потрібно виконувати їх розрахунок за другим граничним станом (за деформаціями), а також проводити перевірку основи за першим граничним станом (за несучою здатністю) з метою недопущення зсуву фундаменту по подошві і його перекидання. Визначення величини граничного опору основи виконується за розрахунковими показниками обводненого просідаючого ґрунту при $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнті консолідації $C_v \leq 10^7$ см²/рік.

Д.9 Якщо розрахункова величина осідання основи, що складена водонасиченим просідаючим ґрунтом, перевищує граничну для об'єкта будівництва, який проектується, або несуча здатність основи не задовольняє вимоги Д.8, то в проекті передбачаються:

– заходи, що зменшують можливі деформації основи і підвищують його несучу здатність за рахунок збільшення замінюваної частини слабких ґрунтів основи подушки (пункт Д.7) з піску, щебеню чи гравійно-піщаної суміші, передбудівельну установку вертикальних та горизонтальних дрен для прискорення консолідації тощо;

– архітектурно-планувальні рішення, що забезпечують необхідний запас висоти для нормального функціонування входів, ганків, прибудов у об'єкті будівництва;

- конструктивні заходи, спрямовані на пристосування конструкцій об'єкта будівництва до сприйняття очікуваних деформацій основи та на забезпечення його нормальної експлуатації;
- заходи для нормального функціонування вводів та випусків інженерних комунікацій.

Д.10 У складі конструктивних заходів, які знижують нерівномірні осідання основи, необхідно передбачати:

- розрізання споруд деформаційними швами з довжиною відсіків, яка встановлюється за розрахунком, а також в місцях з різкою неоднорідністю за стисливістю ґрунтової основи, між частинами будівель різної висоти або різної конструктивної схеми, в місцях переломів і поворотів поздовжніх осей споруди у плані і в інших місцях значної зміни напружено-деформівного стану основи;
- влаштування у стінах безкаркасних будівель суцільних залізобетонних поясів, армованих рядів цегляної кладки або установку арматури в горизонтальних швах між панелями стін;
- зміну глибини закладання і розмірів підшов фундаментів;
- влаштування фундаментів у виді суцільних залізобетонних плит, монолітних або збірно-монолітних перехресних стрічок.

Примітка. Рекомендується уникати значної нерівномірності навантажування окремими фундаментами ґрунтової основи.

Д.11 Якщо заходи, перелічені у Д.9 і Д.10, не забезпечують необхідної експлуатаційної надійності будівлі чи споруди, передбачають прорізку обводнених ґрунтів фундаментами глибокого закладання, у тому числі пальовими або підземними поверхнями із відповідними інженерними заходами при виконанні робіт за умов високого рівня підземних вод із гідроізоляцією заглиблених приміщень будівлі.

Д.12 Гідроізоляція підлог підвалу або поверхів, розташованих нижче максимального розрахункового рівня підземних вод, проектується за розрахунком, виходячи з очікуваного максимального положення рівня підземних вод і величини утворюваного ними підпору.

Д.13 При влаштуванні фундаментів у обводнених просідаючих ґрунтах враховується, що при влаштуванні котлованів нижче рівня підземних вод обводнений ґрунт має властивості пливуну, через що слід передбачити огорожу котлованів. У цих випадках може застосовуватись як відкритий водовідлив, так і глибинне водопониження.

Д.14 При можливому або запланованому зниженні рівня ґрунтових вод необхідно враховувати можливість додаткових осідань основ об'єктів, що розташовані поблизу, викликаних збільшенням тиску у ґрунті внаслідок зняття виважувальної дії води та суфозією частинок ґрунту, що зможе призвести до деформацій існуючих об'єктів будівництва, доріг та інженерних мереж, які знаходяться в зоні водозниження.

ДОДАТОК Е
(довідковий)

**ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ПРОСІДАЮЧИХ ОСНОВ ПІД ІСНУЮЧИМИ БУДІВЛЯМИ
І СПОРУДАМИ, ЯКІ ПІДЛЯГАЮТЬ РЕКОНСТРУКЦІЇ АБО ПІДСИЛЕННЮ**

Е.1 Особливістю просідаючих основ об'єктів будівництва, що реконструюються, є те, що до початку робіт з реконструкції або підсилення споруджених на них об'єктів ґрунти цих основ знаходяться у сталому напруженому стані, який викликаний спільною дією їх власної ваги та зовнішнього навантаження, що передаються системою фундаментів. По всій глибині товщі просідання H_{sl} основи під будівлею або спорудою має місце умова

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} , \quad (E.1)$$

де σ_z – сумарні усталені в основі фактичні напруження стиску від спільної дії ваги ґрунтів та зовнішнього навантаження;
 σ_{zg} – напруження стиску від власної ваги ґрунтів ;
 σ_{zp} – напруження стиску від зовнішнього навантаження, яке передається на основу будівлею або спорудою.

Е.2 Залежно від архітектурно-планувальної та конструктивної схеми будівель і споруд, які підлягають реконструкції або підсиленню, розрахункові схеми їх ґрунтових основ можуть поділятися на два типи:

А – який характеризується передачею навантажень на основу з допомогою стрічкових, стовпчастих, змішаних та інших фундаментних конструкцій і систем, що працюють незалежно, але в окремих випадках (при близько розташованих сусідніх фундаментах) мають на основу взаємний довантажувальний вплив;

Б – те саме з допомогою суцільної фундаментної плити, а також перехресної фундаментної системи чи системи стрічкових і стовпчастих фундаментів, які чинять на основу взаємний довантажувальний вплив і працюють як єдина фундаментна конструкція.

Е.3 Установлення фактичного (до початку реконструкції) типу роботи ґрунтової основи під існуючим будинком або спорудою включає етапи :

а) виявлення на основі наявної технічної документації або з допомогою обмірних робіт конструктивної схеми об'єкта будівництва, у тому числі конструкцій і розмірів їх фундаментів (стрічкових, плитних, стовпчастих, змішаних, пальових);

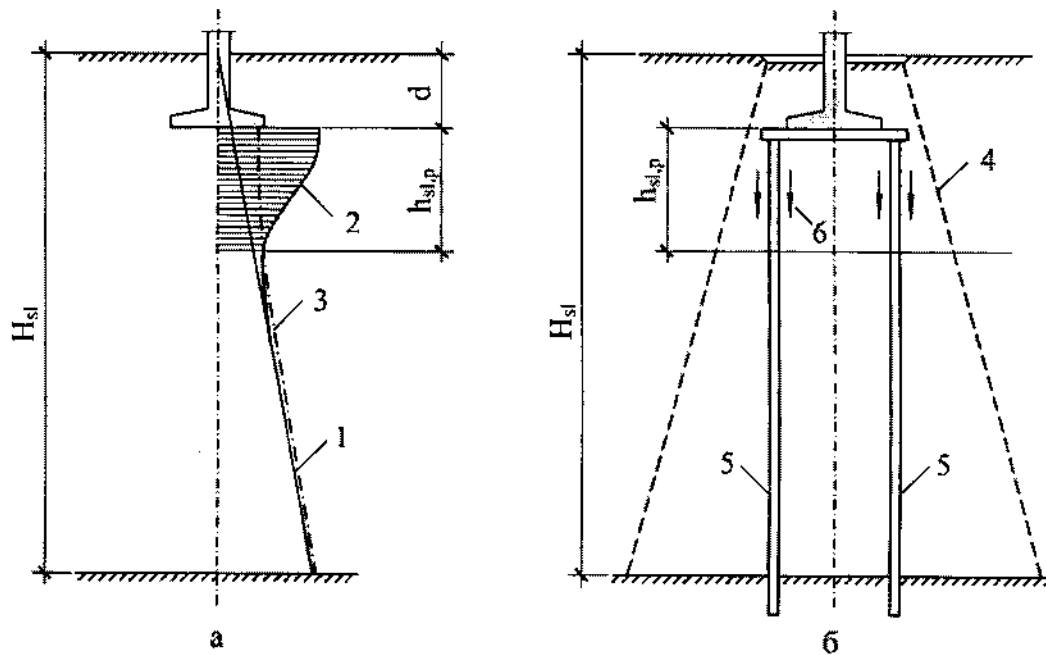
б) обчислення з допомогою розрахунку навантажень, які діють на фундамент об'єкта будівництва;

в) визначення розподільних напружень по глибині ґрунтової товщі від системи фундаментів під об'єктом будівництва;

г) проведення інженерно-геологічних вишукувань та встановлення характеру ґрунтових нашарувань, положення рівня ґрунтових вод із прогнозом його можливої зміни;

д) визначення характеристик просадочності ґрунтових шарів шляхом відбору монолітів із шурфів і зразків із свердловин для випробувань під дією на них тисків, які відповідають діючим тискам на глибині відбору.

Е.4 Розрахункова схема основи типу А (рисунок Е.1, а) відповідає ґрунтовим умовам, у яких відсутня можливість просідання від власної ваги ґрунту. При замочуванні ґрунтів у зоні просідання від зовнішнього навантаження $h_{sl,p}$ при $\sigma_z > p_{sl}$ можливі нерівномірні осідання і просідання фундаментів у межах ділянок замочування у плані споруди і деформації її наземних конструкцій (тут p_{sl} – початковий тиск просідання).



а – просідання від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту; б – робота основи при підведенні паль підсилення; H_{sl} – товщина шару просідаючих ґрунтів; d – глибина закладання фундаменту; $h_{sl,p}$ – зона просідання від зовнішнього навантаження; 1 – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; 2 – сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$; 3 – зміна з глибиною початкового тиску просідання p_{sl} ; 4 – межі куполу обводнення товщі; 5 – палі підсилення; 6 – сили навантажувального тертя осідаючого ґрунту по боковій поверхні паль підсилення

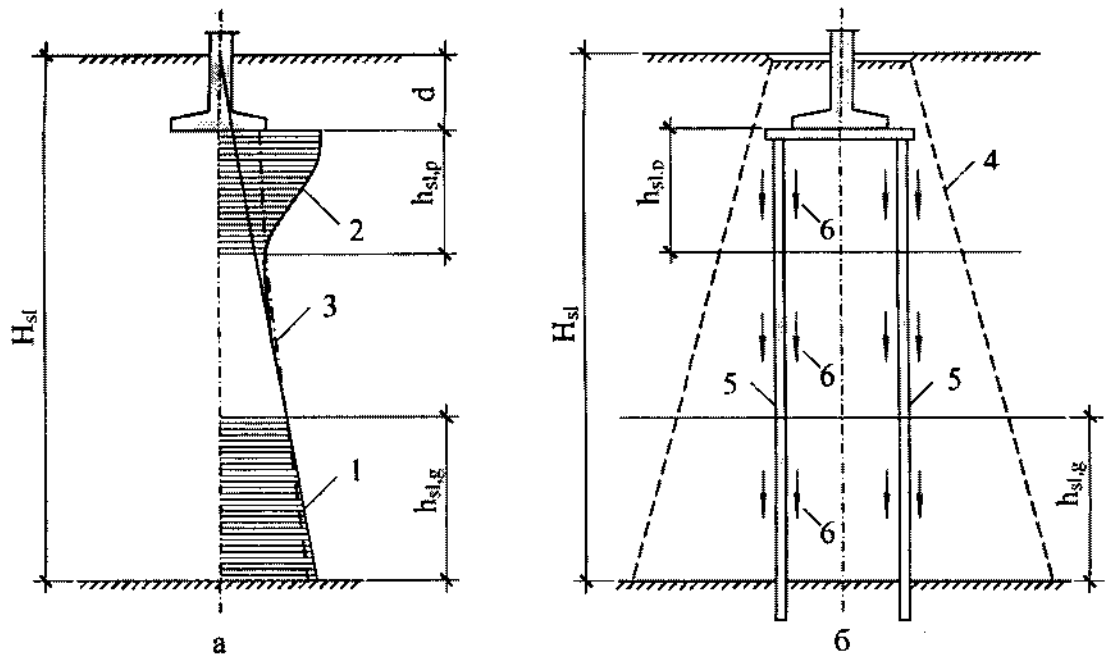
Рисунок Е.1 – Схеми до розрахунку основи типу А

Е.5 Розрахункова схема основи типу А (рисунок Е.2, а) відповідає ґрунтовим умовам, у яких можливе просідання від власної ваги ґрунту. Зони просідання від зовнішнього навантаження $h_{sl,p}$ та від власної ваги ґрунту $h_{sl,g}$ утворюються у товщі основи окремо і не зливаються. При замочуванні ґрунтів зверху просідання виникає у межах шару $h_{sl,p}$ (пункт Е.4), а при обводненні ґрунтів у зоні просідання від власної ваги ґрунту $h_{sl,g}$ при замочуванні зверху або при підвищенні рівня підземних вод виникають нерівномірні осідання земної поверхні під спорудою із супутніми нерівномірними осіданнями фундаментів і деформаціями наземних конструкцій.

Е.6 Розрахункова схема основи типу Б (рисунок Е.3) може мати місце у товщах просідання під існуючими будинками або спорудами незалежно від вихідного (історичного) типу ґрунтових умов товщі за просадністю до початку будівельних робіт. При цьому величини сумарних напружень стиску σ_z , які діють по глибині товщі H_{sl} , як правило, перевищують величини початкових тисків просідання ґрунтів у всіх шарах товщі, тобто має місце умова

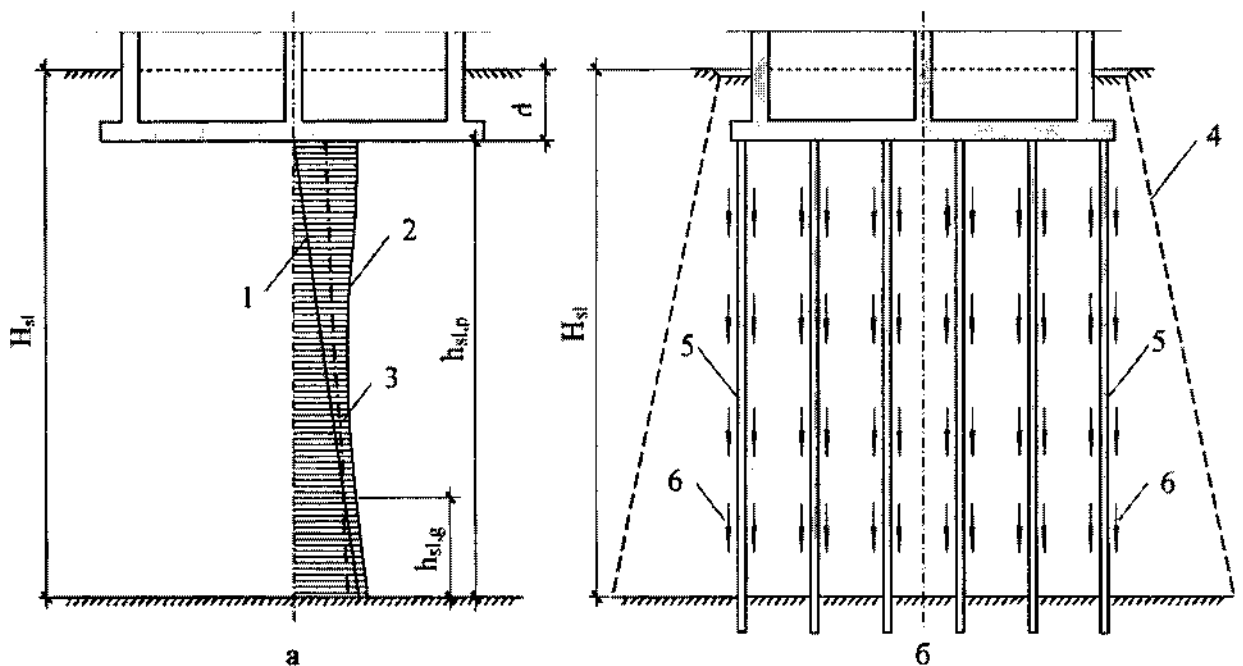
$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} > p_{sl} \quad (\text{Е.2})$$

При замочуванні основи зверху або при підвищенні рівня підземних вод у всіх обводнених шарах основи типу Б можуть виникати просідання ґрунтів під впливом усталеного сумарного напруження $\sigma_z > p_{sl}$, які приводять до нерівномірних осідань фундаментів будівлі або споруди і деформацій його наземних конструкцій.



а – просідання від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту; б – робота основи при підведенні паль підсилення; H_{sl} – товщина шару просідаючих ґрунтів; d – глибина закладання фундаменту; $h_{sl,p}$ – зона просідання від зовнішнього навантаження; $h_{sl,g}$ – зона просідання від власної ваги ґрунту; 1 – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; 2 – сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$; 3 – зміна з глибиною початкового тиску просідання p_{si} ; 4 – межі куполу обводнення товщі; 5 – палі підсилення; 6 – сили навантажувального тертя осідаючого ґрунту по боковій поверхні паль підсилення

Рисунок Е.2 – Схеми до розрахунку основи типу А



а – просідання від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту; б – робота основи при підведенні паль підсилення; H_{sl} – товщина шару просідаючих ґрунтів; d – глибина закладання фундаменту; $h_{sl,p}$ – зона просідання від зовнішнього навантаження; $h_{sl,g}$ – зона просідання від власної ваги ґрунту; 1 – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; 2 – сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$; 3 – зміна з глибиною початкового тиску просідання p_{si} ; 4 – межі куполу обводнення товщі; 5 – палі підсилення; 6 – сили навантажувального тертя осідаючого ґрунту по боковій поверхні паль підсилення

Рисунок Е.3 – Схеми до розрахунку основи типу Б

Е.7 Проектування і розрахунок фундаментних конструкцій підсилення фундаментно-підвальної частини існуючих об'єктів будівництва повинні виконуватись з урахуванням фактичного напруженого стану, що встановився в основі об'єкта до початку робіт з його реконструкції (пункти Е.4, Е.5, Е.6).

При підсиленні фундаментно-підвальної частини об'єкта будівництва підведенням конструкцій підсилення (буроін'єкційних, набивних паль, паль-колон, вдавлених опор, глибоких фундаментів, бурових опор, паль-оболонки тощо) слід виходити з характеру включення в роботу системи "просідаюча основа – фундамент підсилення – наземна конструкція". При цьому враховується послідовність виникнення і розвитку таких чинників, як можливе замочування і просідання ґрунтів основи, прояв сил негативного тертя по боковій поверхні конструкції підсилення, порушення або послаблення контакту між підшвою існуючого фундаменту та основою, що під ним осідає, і включення в роботу фундаменту підсилення під навантаження від будівлі або споруди.

Е.8 В основах, що працюють за типом А у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту (рисунок Е.1, б), на відміну від роботи паль при новому будівництві, де палі включаються в роботу одночасно з навантаженням їх вагою споруди, залучення до роботи паль підсилення для сприйняття ними навантаження від існуючого об'єкта будівництва відбувається тільки тоді, коли під підшвою існуючих фундаментів виникає просідання основи у зоні $h_{sl,p}$ при $\sigma_z > p_{sl}$ і порушується (або зникає) контакт між підшвою фундаменту і його основою, внаслідок чого навантаження від споруди передаються на палі підсилення. При цьому ґрунт, що осідає біля паль, створює негативні сили тертя, які напрямлені вниз по боковій поверхні паль, і їх довантажують.

У випадках ґрунтових умов, коли має місце просідання від власної ваги ґрунту (рисунок Е.2, б), враховують дію сил негативного тертя ґрунту, що осідає біля паль під впливом напружень $\sigma_z > p_{sl}$ у зоні просідання від власної ваги ґрунтів $h_{sl,g}$ та ґрунтів, які лежать вище.

Е.9 В основах, що працюють за типом Б, при їх локальному замочуванні просідання ґрунтів виникає під впливом фактичних (усталених у них) сумарних стискальних напружень згідно з умовою (Е.2), які діють по всій глибині товщі просідання H_{sl} (рисунок Е.3, б). При цьому порушується (зникає чи послаблюється) контакт між підшвою існуючого фундаменту та основою, що осідає під ним, внаслідок чого навантаження від об'єкта будівництва передається на підведені палі підсилення на ділянках основи існуючих фундаментів, що знаходяться поряд, конструкції об'єкта будівництва, а просідаючий ґрунт навколо пальового простору спричиняє розвиток сил негативного тертя по їх боковій поверхні.

Е.10 Розрахунок несучої здатності паль підсилення, підведених під існуючі об'єкти будівництва, виконується з урахуванням розвитку сил негативного тертя по боковій поверхні паль підсилення (пункти Е.8, Е.9) за формулою:

$$N < \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (\text{Е.3})$$

- де N – розрахункове навантаження на палю підсилення;
 F_d – несуча здатність палі підсилення, що визначається за результатами розрахунку або статичних випробувань із локальним замочуванням ґрунтів;
 γ_k, γ_c – відповідно коефіцієнти надійності та умов роботи;
 P_n – негативна сила тертя, обчислена згідно з обґрунтуваннями, що викладені у Е.8, Е.9.

Виключення із розрахунку впливу сил негативного тертя при визначенні несучої здатності паль підсилення можливе лише за умови застосування спеціальних інженерних способів будівництва, які усувають або знижують довантажувальний вплив цих сил.

Е.11 При підсиленні фундаментно-підвальної частини об'єкта будівництва палями-стояками, які сприймають, крім навантаження від вище розміщених конструкцій об'єкта, також сили негативного тертя, які викликані осідаючим навколо паль замоченим просідаючим ґрунтом, виконують розрахунок паль за міцністю їх матеріалу, виходячи з умови

$$\sum N = N + P_n, \quad (\text{Е.4})$$

де $\sum N$ – сумарне вертикальне навантаження на палю від наземних і фундаментно-підвальних конструкцій об'єкта будівництва;

P_n – сила негативного тертя (пункт Е.10).

При задоволенні умови (4) під усіма палями підсилення нерівномірних осідань цих паль не відбувається і деформації у наземних конструкціях об'єкта реконструкції, як правило, не виникають.

Е.12 При використанні для підсилення фундаментно-підвальної частини будинку або споруди висячих паль у випадку місцевих (локальних) замочувань товщі ґрунтів під будинком або спорудою виникнення по боковій поверхні паль негативного тертя може призводити до додаткових осідань цих паль і відповідних деформацій наземних конструкцій об'єкта реконструкції чи підсилення. У зв'язку з цим слід розробляти інженерні заходи з підсилення існуючих конструкцій фундаментно-підвальної та наземної частин об'єкта будівництва, розраховані на сприйняття зусиль і переміщень, які можуть виникати в них при нерівномірних осіданнях паль підсилення. Одночасно з цим здійснюються комплексні водозахисні заходи для захисту ґрунтів основи від замочування.

Е.13 У період виконання робіт з підведення паль підсилення при випадковому (аварійному) обводненні і просіданні ґрунтів товщі на частині об'єкта будівництва, де підведення паль ще не виконувалось, може виникати неприпустима (небезпечна для міцності конструкцій об'єкта) різниця осідань існуючих фундаментів по відношенню до осідань тієї частини об'єкта, де вже зроблено підведення паль.

При значних обсягах робіт з підведення паль та тривалості їх у часі виконуються тимчасові підсилення наземних конструкцій існуючого об'єкта будівництва з допомогою влаштування накладних бандажів, поясів, стяжок, закладання прорізів, сталевих обойм на стовпах і простінках, підведення дублюючих елементів перекриттів і покриттів.

Після завершення робіт з підведення паль і стабілізації осідань під усім будинком або спорудою тимчасові підсилення конструкцій демонтуються і виконуються ремонтно-відновлювальні роботи, передбачені проектом реконструкції об'єкта.

Е.14 За необхідності підсилення фундаментно-підвальної частини об'єктів будівництва, фундаменти яких, як правило, працюють незалежно один від одного, ґрунтові основи під ними відносяться до типу А (пункт Е.2). Просідаючі основи більшості унікальних об'єктів історико-культурного значення (театрів, концертних залів, соборів, церков тощо), які мають, як правило, компакту у плані форму і фундаменти яких передають на основу великі середні тиски ($p = 300 - 600$ кПа і більше), працюють переважно за типом Б. У цьому випадку величини додаткових вертикальних напружень у товщі основи від навантаження такої будівлі або споруди характеризуються незначним затуханням по глибині товщі ($\alpha = 0,7 - 0,9$) і в сумі з напруженням від власної ваги ґрунту σ_{zg} створюють по всій глибині основи напружений стан, близький до умови $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} \cong \text{const}$.

Е.15 Обґрунтування, викладені у Е.7 – Е.9, не поширюються на проектування підсилення з допомогою вдавлюваних паль, оскільки включення цих паль у роботу для сприйняття навантажень від будівлі або споруди відбувається одночасно з передачею реактивного вдавлюючого зусилля безпосередньо на упорні елементи існуючого фундаменту або на попередньо підведену під нього залізобетонну плиту (ростверк). У цьому випадку ґрунтова основа звільняється від навантаження, яке передається на неї об'єктом будівництва, і при замочуванні ґрунтів основи негативне тертя по боковій поверхні паль підсилення враховується тільки у випадку роботи основи за типом А (рисунок Е.2) у зоні просідання ґрунтів від власної ваги $h_{sl,g}$.

Розрахунок несучої здатності по ґрунту вдавлюваної палі виконується за формулою:

$$N = \frac{N_{bg}}{\gamma_k} \gamma_{ep}, \quad (\text{E.5})$$

де N_{bg} – зусилля вдавлювання палі в кінці занурення;

γ_k – коефіцієнт надійності, який дорівнює 1,2;

γ_{ep} – коефіцієнт, який враховує зміну несучої палі в часі, що дорівнює 1 + 1,2 залежно від величини показника текучості ґрунту основи.

Е.16 Визначення фізико-механічних і характеристик міцності просідаючих ґрунтів при випробуваннях їх зразків, що знаходяться під дією постійних тривалих тисків, виконуються в межах діючих напружень при природній вологості ґрунтів і в замоченому стані.

ДОДАТОК Ж
(рекомендований)

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ БАГАТОПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО КОМПЛЕКСУ З ПІДЗЕМНИМ ПАРКІНГОМ, ЩО ПРОЕКТУЄТЬСЯ НА ПРОСІДАЮЧИХ ҐРУНТАХ В СЕЙСМІЧНОМУ РАЙОНІ

У додатку наведено склад і послідовність виконання етапів розрахунків (алгоритм) об'єктів будівництва в складних інженерно-геологічних і сейсмонебезпечних умовах будівництва на прикладі розрахунку несучого каркаса багатоповерхового житлового комплексу з підземним паркінгом на просідаючих ґрунтах в сейсмічному районі за адресою: провулок Клубничний, 20-24, у місті Одеса.

Ж.1 Рекомендована послідовність виконання робіт

1. Аналіз технічного завдання на проектування і архітектурно-планувальних рішень об'єкта будівництва.
2. Розроблення технічних рішень для вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій.
3. Розроблення просторової статичної моделі для наземної частини об'єкта з наданням постійно діючих статичних навантажень.
4. Виконання розрахунків моделі з визначенням навантажень, що повинні передаватись на основу.
5. Аналіз даних інженерно-геологічних досліджень в умовах майданчика будівництва, на підставі чого розробляються технічні рішення фундаментів об'єкта.
6. Розроблення просторової розрахункової моделі фундаментів і їх основ з налаштуванням взаємозв'язку з моделлю наземної частини для сумісних розрахунків.
7. Розроблена модель налаштовується на виконання статичних навантажень і впливів (модель "С"), влаштовується її перевірка.
8. Виконується коригування розробленої моделі для динамічних розрахунків (модель "Д"), утворюються відповідні завантаження на сейсмічні, вітрові або динамічні впливи, влаштовується її перевірка.
9. З застосуванням моделей "С" і "Д" виконуються варіантні розрахунки об'єкта на комплекс навантажень і впливів з оцінкою його напружено-деформованого стану, коригуванням вхідних даних, опрацюванням конструктивних і геотехнічних заходів захисту і конструюванням.

Ж.2 Технічні рішення несучих конструкцій

Проектований комплекс – 17-поверховий будинок висотою 60,75 м з підземним паркінгом, офісним та двома технічними поверхами складається з двох секцій, розділених деформаційним швом шириною 80 см між парними стінами. Будівля має складну конфігурацію в плані з розмірами в осях кожної із секцій 36,64 м × 25,03 м і 43,1 м × 25,96 м [Ж.1]. Будівля відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2, таблиця 1 [2] з коефіцієнтом надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,1$.

Конструктивну схему будівлі запропоновано реалізувати в каркасно-монолітному варіанті з безбалковими перекриттями на плитно-пальовому фундаменті. Просторова жорсткість споруди забезпечується за рахунок колон, пілонів, діафрагм і ядер жорсткості у вигляді сходових і ліфтових блоків, які виконуються з монолітного залізобетону і жорстко пов'язані з дисками перекриттів. Крок колон і пілонів каркаса 6 м. Висота паркінгу і поверхів у світлі: паркінгу 3,95 м, 1-го поверху – 4,20 м, 2 – 15 (жилих поверхів) – 3,00 м, технічних поверхів – 3,00 м.

За умовну позначку ± 0.000 м, що відповідає рівню чистої підлоги 1-го поверху, прийнято абсолютну позначку 47,750 м.

З усіх боків будівля оточена підземним паркінгом. Товщина плитного розтертку з бетону класу С20/25 (В25) становить 1,20 м. Палі задавлювані, перерізом 350 мм × 350 мм, довжиною $L = 14,0$ м, бетон прийнятий класу С20/25 (В25). Розрахункове навантаження на палю надано замовником і становить 131 тс.

За сукупністю геоморфологічних, геологічних та гідрогеологічних факторів, вказаних у додатку Ж ДБН А.2.1-1-2008, ділянка вишукувань відноситься до другої категорії (середньої складності) за складністю інженерно-геологічних факторів 600 мм × 600 мм. Плити перекриття – безбалкові товщиною 200 мм.

Всі несучі конструкції виконані з бетону класу С20/25 (В25). Арматура класу А500С прийнята за ДСТУ 3760:2006.

На рисунку Ж.1 показаний план типового поверху будівлі.

В таблиці Ж.1 [3] наведені нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів основи майданчика будівництва об'єкта.

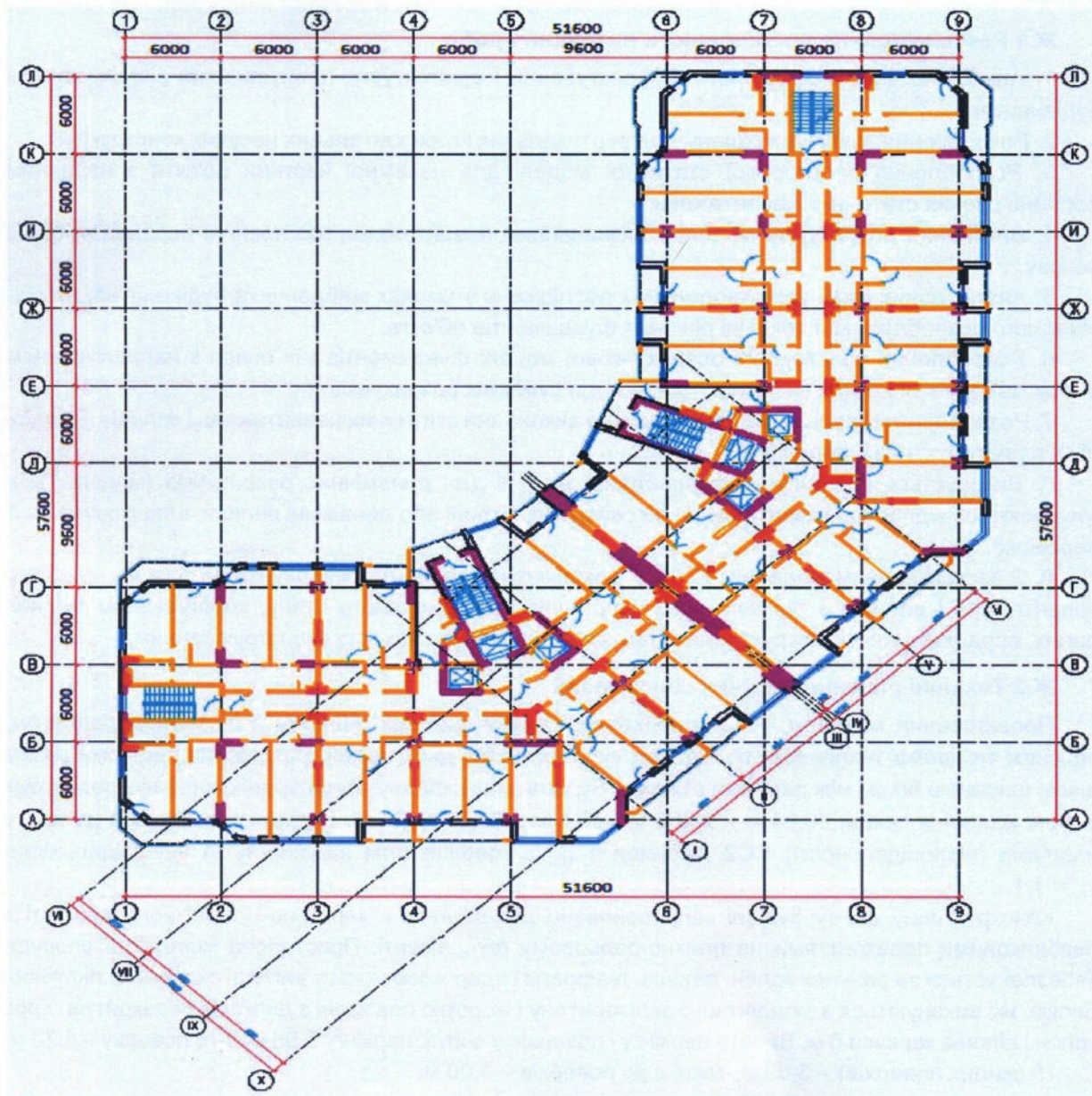


Рисунок Ж.1 – План типового поверху

Таблиця Ж.1 – Нормативні та розрахункові властивості ґрунтів по об'єкту: Проектування багатоповерхового житлового комплексу з паркінгом за адресою: пров. Клубничний, 20-24 в м. Одесі

№ ґґЕ	Нормативні властивості										Розрахункові властивості												
	Природна вологість		Вологість на межі текучості		Вологість на межі пластичності		Число пластичності		Показник плинності		Шільність ґґрунту (об'єм.маса)		Шільність сухого ґґрунту		Коефіцієнт пористості		Кут внутрішнього тертя		Питоме зчеплення		Модуль деформації при $P = 0,1-0,2$ (МПа)		
	част.од.		част.од.		част.од.		част.од.		част.од.		г/см ³		г/см ³		град.		град.		г/см ³		МПа		
2	0,20	0,32	0,21	0,11	0,25	1,72	1,43	0,890	0,60	21	0,023	12	1,68	1,69	19	20	0,021	0,022	1,76	1,75	11	0,016	0,017
3	0,28	0,26	0,19	0,07	1,25	1,67	1,31	1,050	0,69	11	0,004	3	1,6	1,6	9	10	0	0,003					
4	0,24	0,38	0,23	0,15	0,08	1,86	1,50	0,818	0,80	21	0,027	11	1,8	1,8	19	20	0,03	0,026					
5	0,25	0,30	0,20	0,10	0,50	1,75	1,40	0,926	0,71	15	0,018	7	1,7	1,7	13	14	0,02	0,017					
6	0,22	0,40	0,23	0,17	0,06	1,89	1,56	0,749	0,8	20	0,040	17	1,9	1,9	18	19	0,04	0,039					
7	0,25	0,47	0,26	0,21	< 0	1,90	1,52	0,801	0,86	21	0,050	19	1,9	1,9	19	20	0,048	0,049					
8	0,19	0,26	0,16	0,10	< 0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Примітка 1. В чисельнику наведені показники властивостей ґґрунтів природної вологості, а в знаменнику – у водонасиченому стані.

Примітка 2. Дані по вапняках (ґґЕ-8) наведені по заповнювачу.

На рисунку Ж.2 показана посадка будівлі на інженерно-геологічний розріз.

В геоморфологічному відношенні територія вишукувань приурочена до лесового плато. Абсолютні позначки поверхні 46,200 м – 46,400 м [3].

В гідрогеологічному відношенні територія вишукувань розташована в межах значущої за розмірами гідрогеологічної структури – Причорноморського артезіанського басейну і характеризується складними гідрогеологічними умовами [Ж.3].

Лесові ґрунти ІГЕ-3, 4, 5, 6 втратили свої просідаючі властивості внаслідок замочування, коефіцієнт водонасиченості $S_r \geq 0,8$.

Проектом передбачена глибина занурення паль в ІГЕ-6 (рисунок Ж.2).

При проведенні інженерно-геологічних вишукувань на ділянці проектного будівництва в складі пошукового прогнозу відзначені можливі зміни інженерно-геологічних умов:

– замочування лесових ґрунтів ІГЕ-2 (рисунок Ж.2) призведе до зміни їх несучої здатності і прояву просідаючих властивостей ґрунтів;

– заглиблення фундаментів нижче рівня ґрунтових вод влаштує перепону на шляху їх транзиту і призведе до підняття рівня підземних вод ("баражного" ефекту);

Рівень підземних вод на майданчику будівництва, що проектується, залягає на глибині 3,90 м – 4,10 м (абс. позн. 42,100 м – 42.500 м). Територія потенційно підтоплювана підземними водами. У процесі експлуатації об'єкта рекомендована зона контролю за справним станом водонесучих комунікацій становить 73,00 м від контуру будинку.

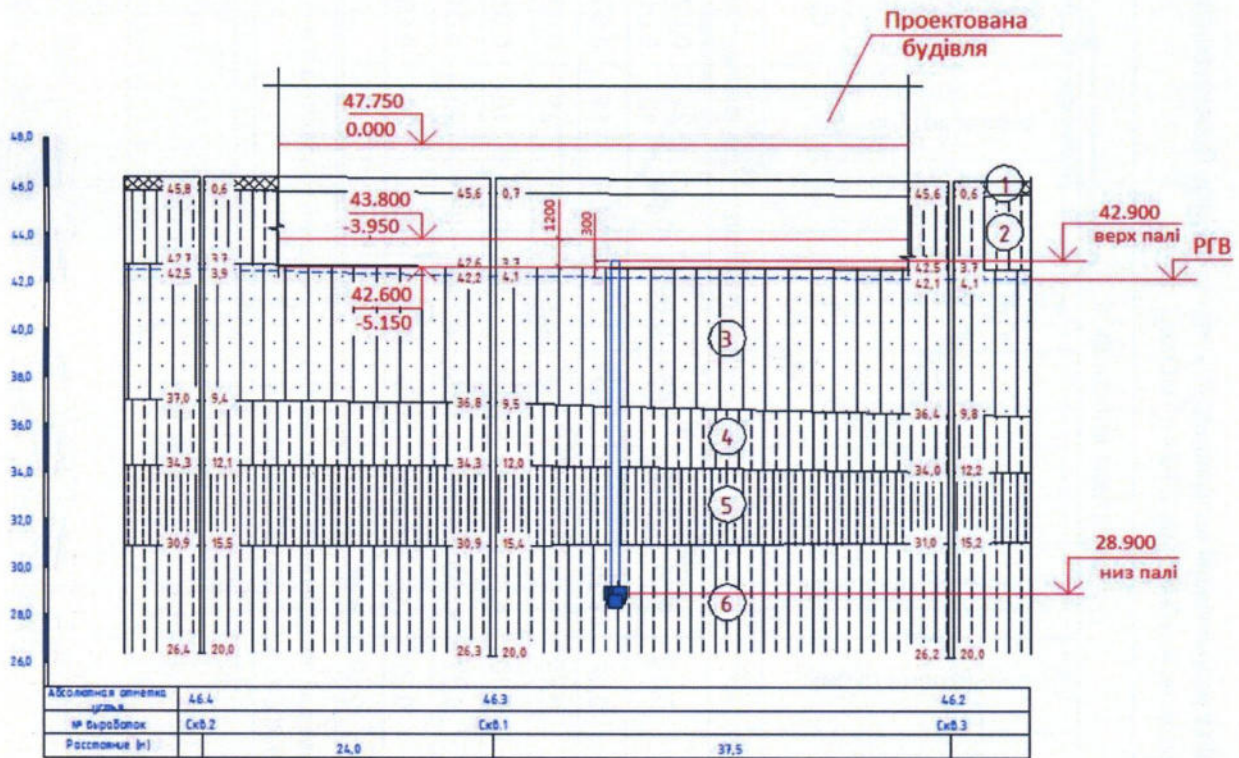


Рисунок Ж.2 – Посадка будівлі на інженерно-геологічний розріз

Ж.3 Розрахункова модель і методика розрахунку

Просторова розрахункова модель як єдина структурна система складається з двох підструктур:

підструктура № 1 – розрахункова скінченно-елементна модель конструктивної системи будівлі (несучі конструкції будівлі та фундаменти);

підструктура № 2 – розрахункова модель основи.

Розрахунок будівлі (підструктура № 1) виконується з використанням програмного комплексу, в основу якого покладено метод скінченних елементів в переміщеннях та програм для розрахунків ґрунтових основ за першою та другою групами граничних станів (підструктура № 2).

Розрахунок виконувався ітераційним способом, в якому на першому кроці роботи збираються навантаження у вигляді реакцій на відмітках контактної поверхні фундаментів (плити ростверку і нижніх кінців паль) з ґрунтовою основою із урахуванням жорсткості конструкцій будівлі та уніфікованих значень коефіцієнтів жорсткості основи по контактній поверхні фундаментів. Отримані значення реакцій основи передаються як величини навантажень на розрахункову модель ґрунтової основи з подальшим її розрахунком за деформаціями (осіданнями), за якими визначаються нові (перерозподілені) коефіцієнти жорсткості ґрунтової основи.

Обчислені значення коефіцієнтів жорсткості основи з врахуванням роботи ґрунтів в нелінійній стадії (з урахуванням значень розрахункового опору) підставляються у вихідні дані для розрахунку моделі на наступній ітерації. За результатами виконання цього розрахунку виконується аналіз напружено-деформованого стану розрахункової моделі в цілому [12].

За допомогою графічного редактора, який входить до складу ПК, розроблена просторова розрахункова модель будівлі. Основу для виконання розрахункової моделі новобудови склали матеріали, надані замовником [1].

Середній крок дискретизації сітки скінченних елементів (СЕ) становить 0,5 м – 0,8 м.

Стіни, пілони, плити перекриття та плитний ростверк змодельовані плоскими СЕ типів 41, 42 та 44. Колони і палі змодельовані стрижневими СЕ типу 10.

Ґрунтова основа моделюється: вертикальними коефіцієнтами жорсткості (постелі С1) в СЕ на вістрі паль – тип 51(Rz); горизонтальними коефіцієнтами жорсткості по всій довжині палі – тип 56 (Rx, Ry); оболонкою на пружній основі (СЕ типу 44) під елементами ростверку.

Розрахункова модель всієї будівлі складається із 103517 скінченних елементів і 82249 вузлів.

На рисунках Ж.3 – Ж.6 показані загальний вигляд і окремі фрагменти розрахункової моделі будівлі.

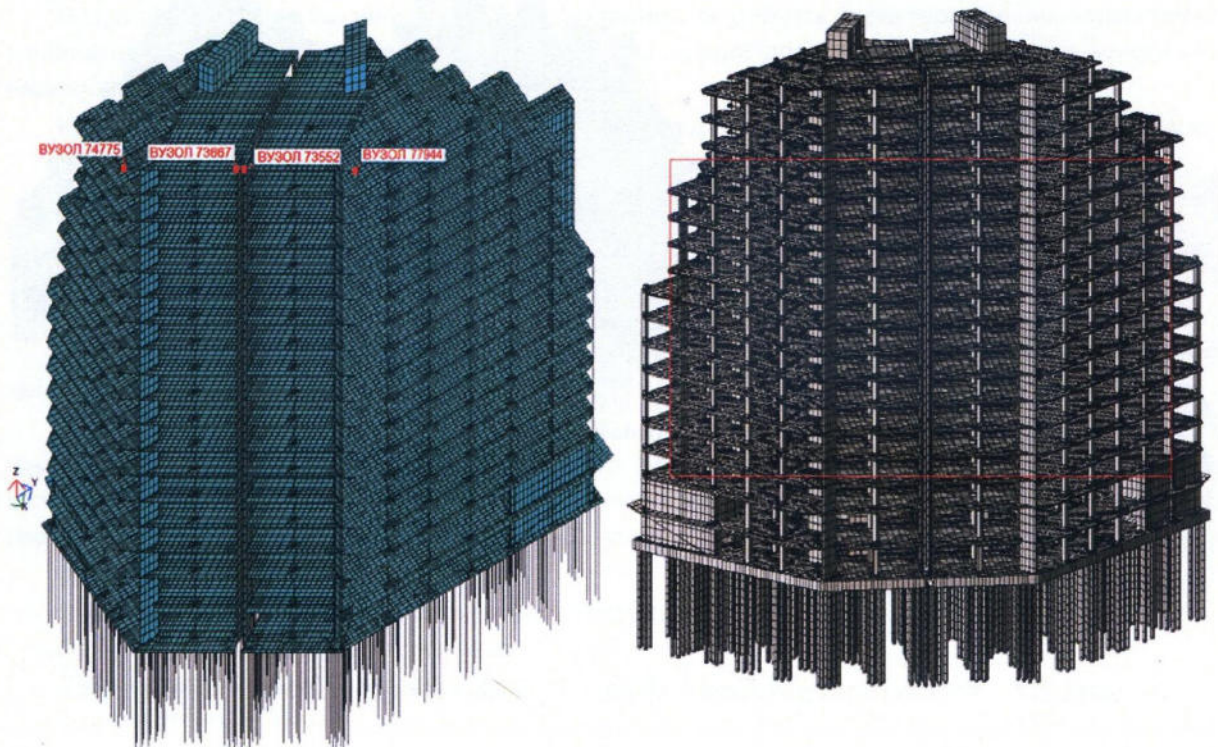


Рисунок Ж.3 – Загальний вигляд розрахункової моделі будівлі

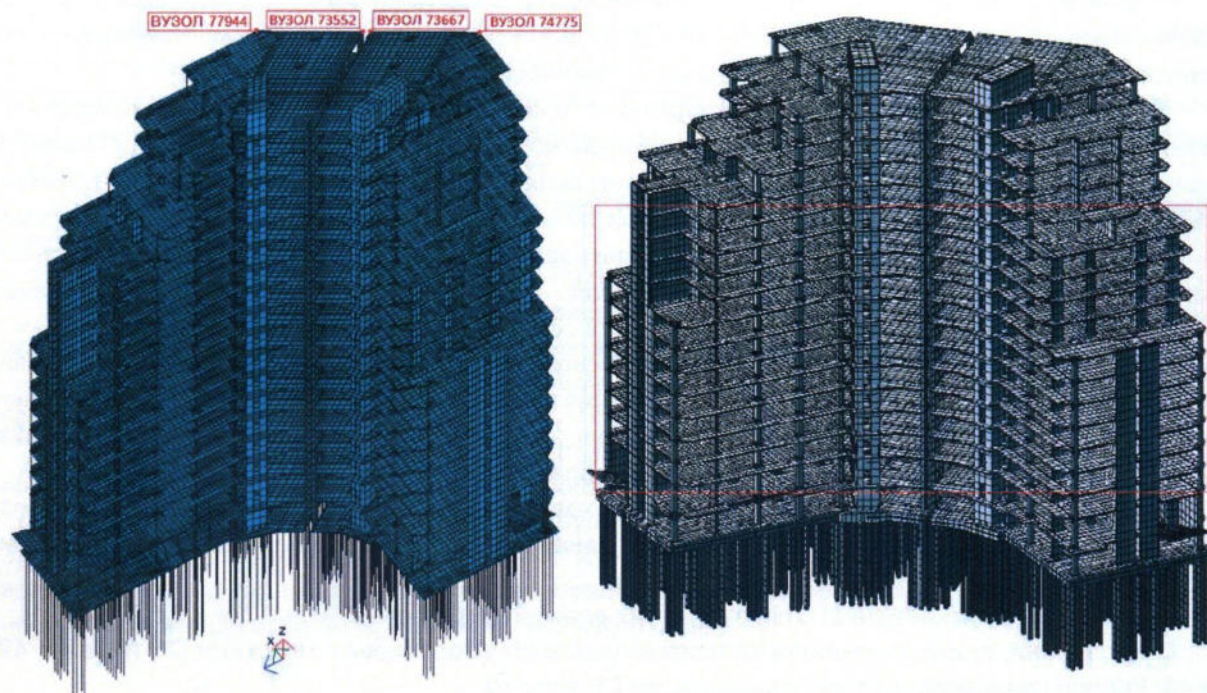


Рисунок Ж.4 – Загальний вигляд розрахункової моделі будівлі

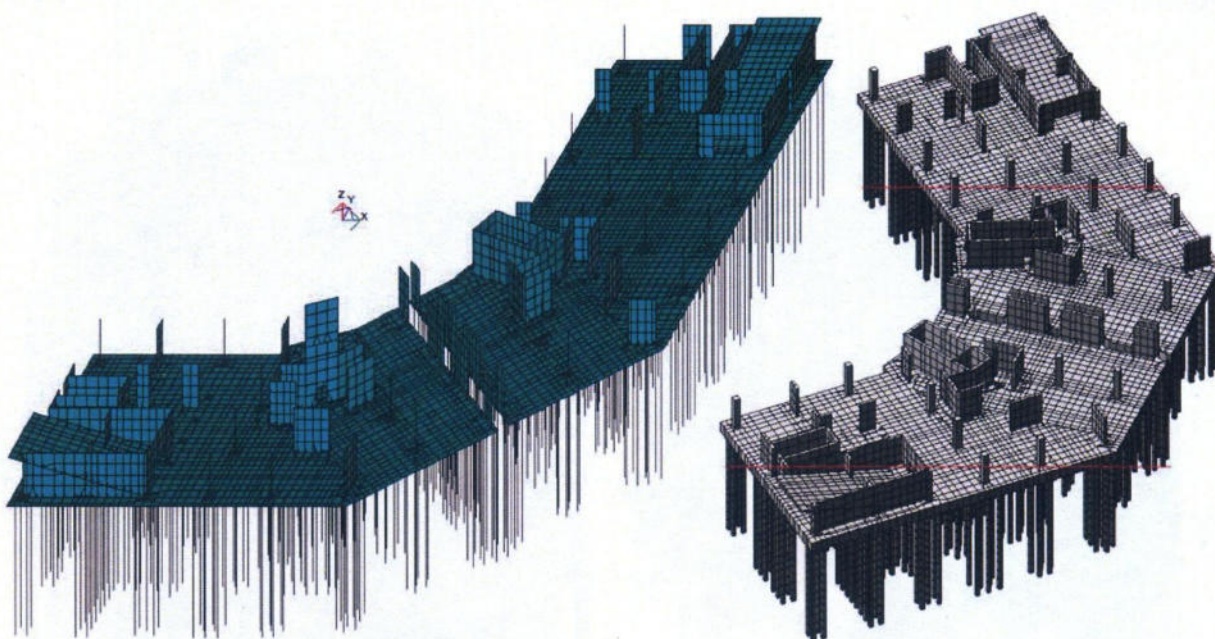


Рисунок Ж.5 – Фрагмент розрахункової моделі. Підземний поверх з ростверком і палями

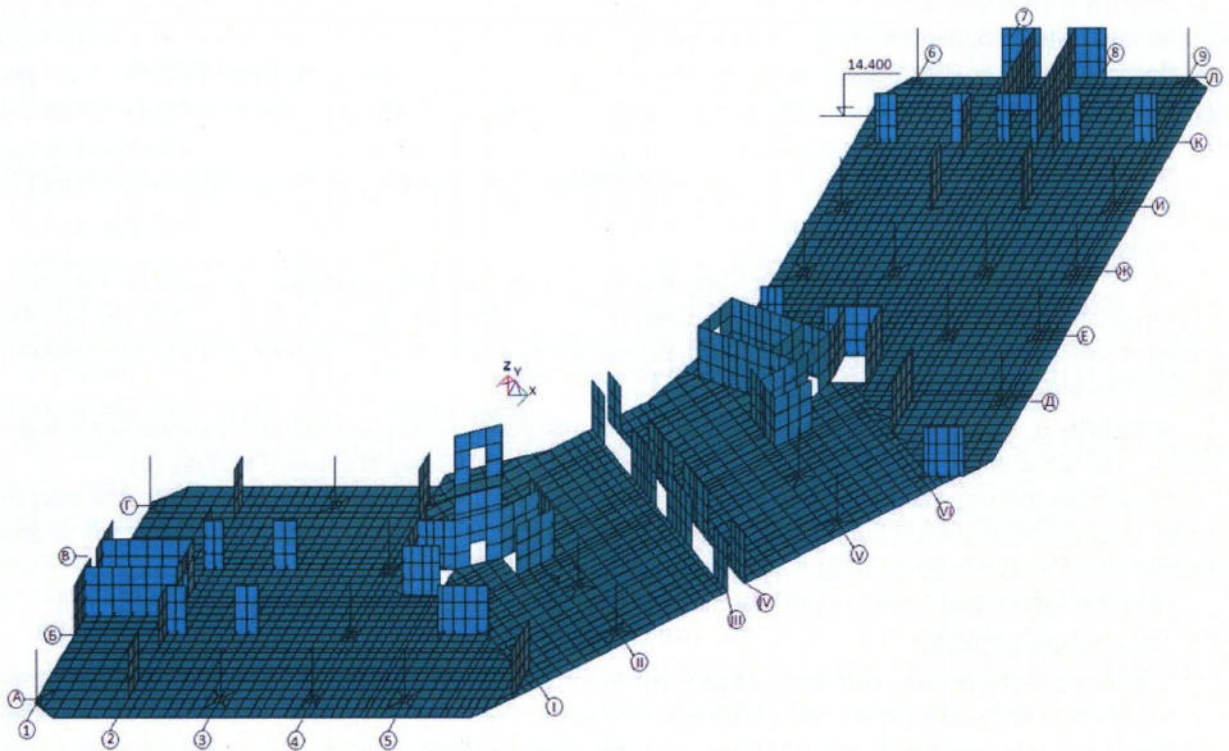


Рисунок Ж.6 – Фрагмент розрахункової моделі. Поверх на позначці 14.400 м

Навантаження на будівлю визначені у відповідності з чинними нормами [Ж.4] і реалізовані в ПК. Розрахункові значення навантажень визначалися, як добуток характеристичних навантажень, коефіцієнта надійності за навантаженням γ_{fm} , що відповідає граничному стану, і коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n .

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням прийнятий відповідно до [Ж.4] і складає:

- а) при розрахунку на міцність і стійкість $\gamma_{fm} = 1,05 \dots 1,3$;
- б) при розрахунку за деформаціями $\gamma_{fm} = 1$.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю (СС2) відповідно до [Ж.2] дорівнює:

- а) при розрахунку на міцність і стійкість (I група граничних станів) $\gamma_n = 1,1$;
- б) при розрахунку за деформаціями (II група граничних станів) $\gamma_n = 0,975$.

Для розрахунків на основне і аварійне сполучення навантажень були розроблені і застосовані дві різні розрахункові моделі будівлі: модель "С" і модель "Д".

МОДЕЛЬ С. Розрахункова модель призначена для статичних розрахунків на основне сполучення навантажень і завантажена постійними та змінними навантаженнями, включаючи статичну складову вітрового впливу. Для розрахунків несучих конструкцій будівлі був застосований коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_b = 0,85$, а для розрахунків основи – загальні модулі деформацій ґрунтів.

ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ

- Завантаження 1. Власна вага несучих конструкцій.
- Завантаження 2. Огороджувальні конструкції.
- Завантаження 3. Перегородки із легкого бетону.
- Завантаження 4. Навантаження від ваги конструкцій підлоги і покрівлі на перекриття, покриття.

ЗМІННІ НАВАНТАЖЕННЯ

Завантаження 5. Змінне довготривале навантаження.

Завантаження 6. Сніг. Навантаження від снігу задаємо відповідно до розділу 8 [Ж.4].

Місто Одеса відноситься до 2-го снігового району. Снігове навантаження складає:
 $S_0 = 0,088 \text{ т/м}^2$.

Завантаження 7. Вітер за X " + / – ". Навантаження від вітру задаємо відповідно до розділу 9 [Ж.4]; $W_0 = 0,046 \text{ т/м}^2$ (м. Одеса).

Завантаження 8. Вітер за Y " + / – ".

$C_d = 0,9$ (9.3) [Ж.4], менше ніж 1.2. Тому виконувати розрахунок на вплив пульсаційної складової вітрового навантаження немає необхідності [Ж.4]. Але оскільки умовна висота [5] будівлі становить 47,400 м і перевищує 40,000 м [6], розрахунок на вплив пульсаційної складової вітрового впливу був виконаний.

МОДЕЛЬ Д. Розрахункова модель призначена для розрахунків на аварійні сполучення навантажень, що включають сейсмічний вплив [7] і пульсаційну складову вітрового впливу [6].

Розрахункова модель навантажена постійними та змінними навантаженнями. Тут для розрахунків несучих конструкцій будівлі застосовувався коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_b = 1,0$, а для розрахунків основи – пружні модулі деформацій ґрунтів.

Перші 8 завантажень такі ж самі, як в моделі "С".

СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ

Згідно з результатами мікросейсморайонування будівельний майданчик з природною вологістю ґрунтів основи, що відповідає зазначеному вище рівню підземних вод, віднесено до 7 балів. Підшва плитного ростверку проектується на тому ж рівні. А зміна (підвищення) РПВ не призведе до зміни сейсмічності майданчика. Отже, в розрахунках на сейсмічні впливи величина сейсмічності прийнята 7 балів.

Завантаження 9. Сейсміка у напрямку осі ОХ.

Завантаження 10. Сейсміка у напрямку осі ОУ.

Завантаження 11. Сейсміка у напрямку осі 45 град. до осей ОХ і ОУ.

Завантаження 12. Сейсміка у напрямку осі ОZ.

ПУЛЬСАЦІЙНІ ЗАВАНТАЖЕННЯ

Завантаження 13. Пульсаційна складова вітрового впливу в напрямку осі ОХ.

Завантаження 14. Пульсаційна складова вітрового впливу в напрямку осі ОУ.

Завантаження 15. Пульсаційна складова вітрового впливу в напрямку осі 45 град. до осей ОХ і ОУ.

Завантаження 16. Пульсаційна складова вітрового впливу в напрямку осі – 45 град. до осей ОХ і ОУ.

За результатами розрахунків проведено аналіз напружено-деформованого стану (НДС) несучих конструкцій будівлі.

Для динамічного аналізу коефіцієнти розрахункових сполучень навантажень (РСН) були прийняті відповідно таблиці 6.1 [7].

Для динамічного аналізу роботи несучих конструкцій вводилися додаткові коефіцієнти m , таблиця 6.13 [7]. Згідно з цією таблицею для важких бетонів розрахункова міцність бетону на стиск збільшується множенням на коефіцієнт $m = 1,2$: для бетону класу С20/25 (В25) $f_{cd} = 1450 \times 1,2 = 1740 \text{ т/м}^2$.

Ж.4 Результати розрахунків конструкцій

Як вказано вище, при виконанні розрахунків будинку використані дві розрахункові моделі "С" і "Д". Основний вклад в їх результати, на підставі яких приймаються рішення щодо конструювання будинку, вносить розрахункова модель "С", що призначена для статичних розрахунків на основне сполучення навантажень і на підставі яких оцінюються основні параметри НДС будинку.

Розрахунки на аварійне сполучення навантажень виконувались з використанням моделі "Д", розробленої для динамічних розрахунків, і в результатах розглядалися сполучення, які включають розрахунки тільки від сейсмічного впливу, або тільки від пульсаційної складової вітрового потоку. Тому для аналізу результатів розрахунку підсумовуються отримані результати розрахунку на основне сполучення навантажень із знижувальними коефіцієнтами (таблиця 6.1 [7]) по моделі, розробленій для статичних розрахунків на основне сполучення навантажень (модель "С") і сейсмічний вплив (модель "Д"), а також по моделі для статичних розрахунків (модель "С") і пульсаційної складової вітрового впливу (модель "Д") і вибрати максимальний результат. Результати розрахунків аналізувалися і порівнювалися з гранично-допустимими значеннями деформацій і напружень за відповідними нормативами, при роботі будівель у звичайних умовах, в умовах сейсмічного впливу і в умовах вітрового впливу з урахуванням пульсаційної складової [7 – 11].

У процесі розроблення розрахункової моделі було змінено розстановку паль. На рисунку Ж.7 показана відкоригована розстановка паль.

За результатом коригування розстановки паль у зоні деформаційного шва поперечний крен відсіків знаходиться в допустимих межах. Тому відкоригована розстановка паль достатня. Зменшити поздовжній крен, який обумовлено розміром деформаційного шва між відсіками, можливо за рахунок зменшення кількості паль у зовнішніх крайових зонах відсіків. При цьому навантаження на палі не повинні перевищити значення їх несучої здатності (розрахункового навантаження).

Збільшення кількості паль у зоні деформаційного шва бажаного ефекту не дасть, оскільки будинок має нерівномірне навантаження на основу внаслідок запроєктованої змінної поверховості в межах відсіку з боку вказаного шва. А осідання обумовлено деформаційними властивостями основи і взаємним впливом фундаментів відсіків.

Розрахунок будівлі з урахуванням сейсмічного впливу показав, що частота першої форми коливань дорівнює 0.37 Гц, другої форми – 0.38 Гц, частота третьої форми коливань – 0.43 Гц, четвертої – 0.54 Гц.

В наступних вузлах (рисунки Ж.3, Ж.4) перекриття верхнього поверху при розрахунку на вплив пульсаційної складової вітрового навантаження прискорення дорівнюють: вузол 73552 – $a_x = 0,168 \text{ м/с}^2$; вузол 73667 – $a_y = 0,175 \text{ м/с}^2$; вузол 74775 – $a_x = 0,113 \text{ м/с}^2$; вузол 77944 – $a_y = 0,091 \text{ м/с}^2$ і перевищують допустиме прискорення $0,08 \text{ м/с}^2$ для висотних будинків [8].

Зафіксовані вузли не відносяться до житлових приміщень. Величини інших прискорень по осях ОХ і ОУ знаходяться в межах $a_x = a_y = 0,004...0,074 \text{ м/с}^2$, і не перевищують допустимої величини.

При виконанні розрахунків перевірені деформації відсіків з урахуванням статичних переміщень при основному сполученні навантажень і амплітуд коливань відсіків при сейсмічному впливі, оскільки величина деформаційного шва повинна унеможливити їх взаємодія при зустрічних протифазних коливаннях.

Суми максимальних амплітуд у місцях деформаційних швів дорівнюють: при розрахунку на основне сполучення навантажень – 11,4 см; при розрахунку на основне сполучення навантажень і вплив пульсаційної складової – 20,93 см; при розрахунку на основне сполучення навантажень і сейсмічний вплив – 50,8 см, що не перевищує відстані між парними стінами у деформаційному шві, що становить 80 см.

На рисунку Ж.8 показані горизонтальні переміщення розрахункової моделі будинку. Горизонтальні переміщення верхніх поверхів з урахуванням постійної складової вітрового впливу досягають величин $X = 6,22 \text{ см}$, $Y = -5,12 \text{ см}$, що менше ніж $1/500H = 11,48 \text{ см}$ [9].

На рисунку Ж.9 показані горизонтальні переміщення по осях ОХ і ОУ розрахункової моделі житлового будинку від першої і другої складових сейсмічних впливів, що діють в напрямках осей ОХ – $X = 26,9 \text{ см}$ і ОУ – $Y = 25,1 \text{ см}$.

На рисунку Ж.10 показані вертикальні переміщення в ростверку в моделі при відкоригованій розстановці паль з урахуванням реальних механічних властивостей ґрунтової основи і їх взаємного впливу в межах двох відсіків. Вертикальні осідання ростверку висотної будівлі досягають

величини $Z = 12,67$ см, що не перевищує норму $S_u = 15$ см [10], при цьому відносна різниця осідань ростверку становить $0,00088\dots 0,0009$, що не перевищує граничної відносної різниці осідань – $0,002$ [Ж.10].

На рисунку Ж.11 показані вертикальні переміщення в плитах перекриття на позначці $+47.400$ м.

Прогини плит перекриттів у середньому дорівнюють $0,0059\dots 0,0076$ м, що значно менше за граничне значення $0,046$ м [9].

На рисунку Ж.12 показана мозаїка вертикальних стискальних напружень у пілонах.

У деяких скінченних елементах (СЕ) пілонів при розрахунку на основне сполучення навантажень в позначках $-4.300\dots 0.000$ (у паркінгу) величини стискаючих напружень досягають значення $\sigma_y = 2366$ т/м².

Максимальна величина напруження від сейсмічного впливу має місце в пілоні, розташованому на перетині осей 9 і VI -Д) у паркінгу. В сумі з напруженням від основного сполучення навантажень воно дорівнює $\sigma_y = 3325,57$ т/м².

Максимальна величина стискального напруження при розрахунку на основне сполучення навантажень має місце в пілоні, розташованому на перетині осей 8 і VI на позначці -4.550 м. В сумі з напруженням від сейсмічного впливу воно дорівнює $\sigma_y = 2067,812$ т/м².

У таких конструкціях передбачається відповідне конструювання (армування, клас бетону, перетин).

У результаті розрахунку на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічного впливу максимальної величини $AS3 = AS4 = 108$ см²/м досягає площа арматури в декількох СЕ, розташованих в пілонах на перетині осей 9 і VI-Д) і на перетині осей А і I-5) в позначках $-4.550\dots \pm 0.000$ м. В решті СЕ пілонів величина площі вертикальної арматури знаходиться в межах $AS3 = AS4 = 10\dots 30$ см²/м.

На рисунку Ж.13 показана мозаїка вертикальних стискальних напружень у колонах.

У колонах до позначки $21,000$ м (6 поверхів) стискальні напруження при розрахунку на основне сполучення навантажень перевищують значення міцності бетону на стиск. Проте процент армування в колонах дорівнює $3,21$ %. Величини вертикальних зусиль у колонах від сейсмічного впливу, що відповідають стискальним напруженням в сумі із напруженням від основного сполучення навантажень, перевищують значення міцності бетону на стиск, але максимальний процент армування колон при розрахунку на аварійне сполучення навантажень дорівнює $4,24$ %. Тобто в колонах до позначки $21,000$ м передбачається необхідне конструювання.

Величини згинальних моментів у ростверку при розрахунку на основне сполучення навантажень у місцях обпирання колон дорівнюють $M_x = 195,1$ тм/м, $M_y = 176,5$ тм/м.

В решті СЕ ростверку $M_x = 132,6$ тм/м, $M_y = 158,3$ тм/м. Максимальна величина площі нижньої арматури дорівнює $AS1 = AS3 = 79\dots 84$ см²/м і спостерігається під несучими елементами моделі. Максимальна величина площі верхньої арматури має місце між несучими елементами розрахункової моделі і дорівнює $AS2 = AS4 = 60\dots 62,8$ см²/м. Величини згинальних моментів у ростверку від сейсмічного впливу дорівнюють $M_x = -261,6\dots +203,6$ тм/м; $M_y = -240,8\dots +242,3$ тм/м. При цьому при розрахунку на аварійне сполучення навантажень максимальна величина площі нижньої арматури дорівнює $AS1 = AS3 = 82,7\dots 84,6$ см²/м. Максимальна величина площі верхньої арматури дорівнює $AS2 = AS4 = 79,5\dots 82,9$ см²/м.

На рисунках Ж.14 і Ж.15 показані зусилля в палях при розрахунку на основне сполучення навантажень і від сейсмічного впливу.

Максимальні зусилля в палях при розрахунку на сейсмічний вплив досягають максимальної величини $R_z = 55,4$ тс, в сумі з стискальними зусиллями, величини яких одержані в результаті розрахунку на основне сполучення навантажень, зусилля в палях дорівнюють $R_z = 150,27$ тс, що незначно перевищує розрахункове навантаження на палі $N = 131$ тс.

Така ситуація має місце в чотирьох палях з номерами 233, 234, 517, 518 (рисунок Ж.15). Проте несуча здатність плитного ростверку, який бере участь в розрахунках як низький (тобто такий, що має контакт з ґрунтовою основою), значно перевищує цей недобір. Тому таке перевищення вва-

жаємо несуттєвим. А додання кількості паль в цих зонах не є бажаним з міркувань зменшення повздовжнього крену, який визначає величину деформаційного шва.

У результаті виконаних варіантних розрахунків визначено, що прийняте в проекті конструктивне рішення забезпечує належний напружено-деформований стан будинку при основному сполученні навантажень і аварійних сполученнях з урахуванням сейсмічного впливу в 7 балів і вітрового впливу з урахуванням пульсаційної складової. Визначальним є сейсмічний вплив. На підставі викладеного запропоноване конструктивне рішення будинку вважається обґрунтованим і з урахуванням зауважень рекомендується для подальшої реалізації в проекті.

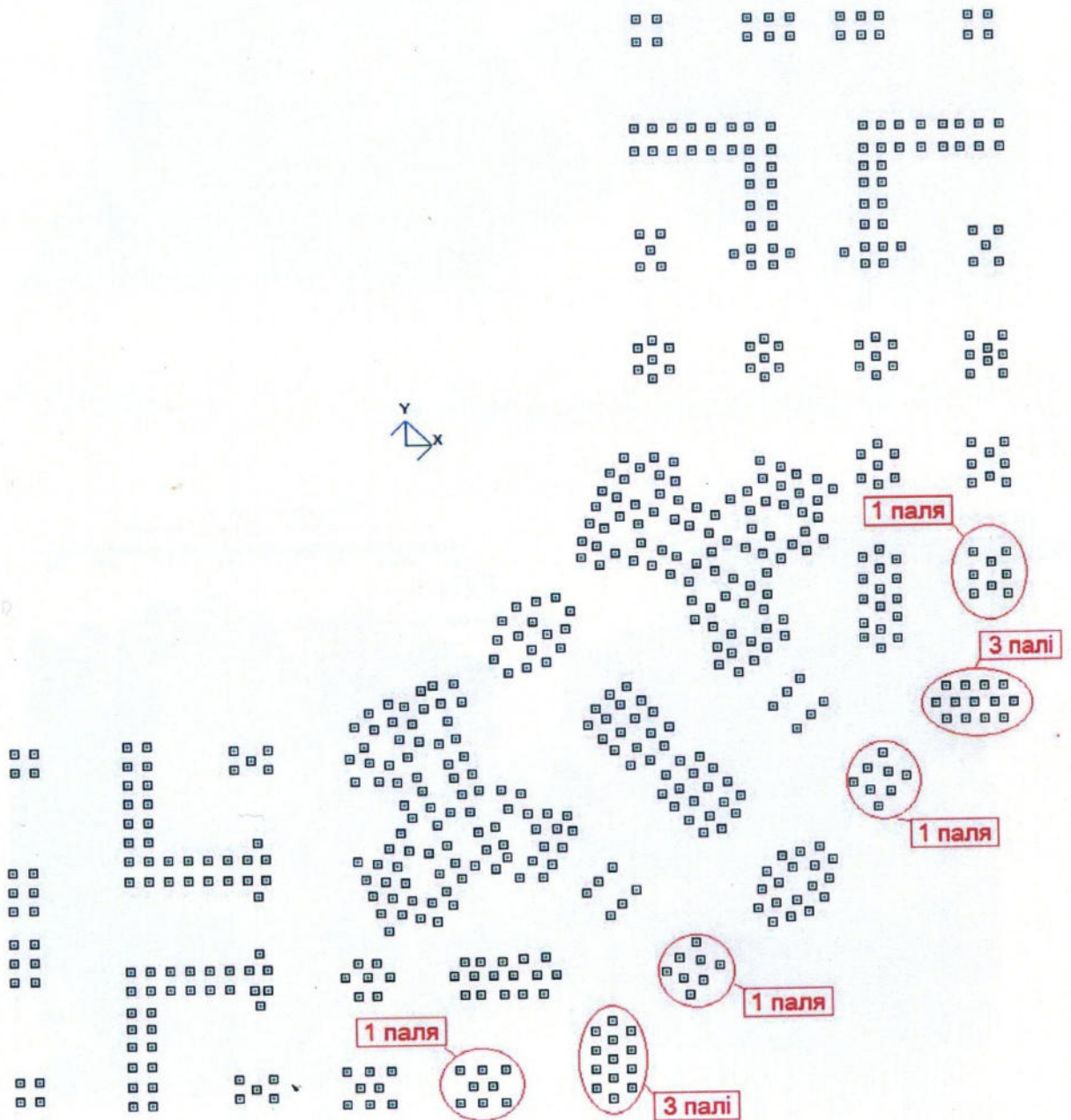


Рисунок Ж.7 – Відкоригована розстановка паль

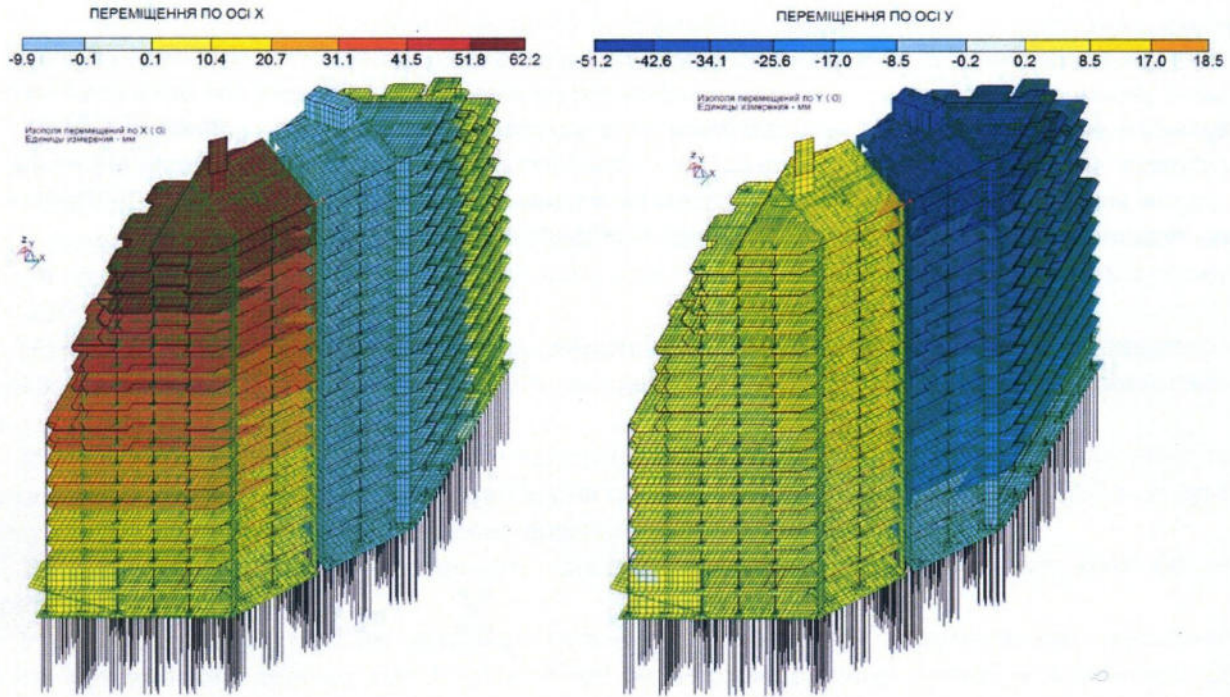


Рисунок Ж.8 – Изополю горизонтальных перемещений вдоль осей OX и OY. Модель "С"

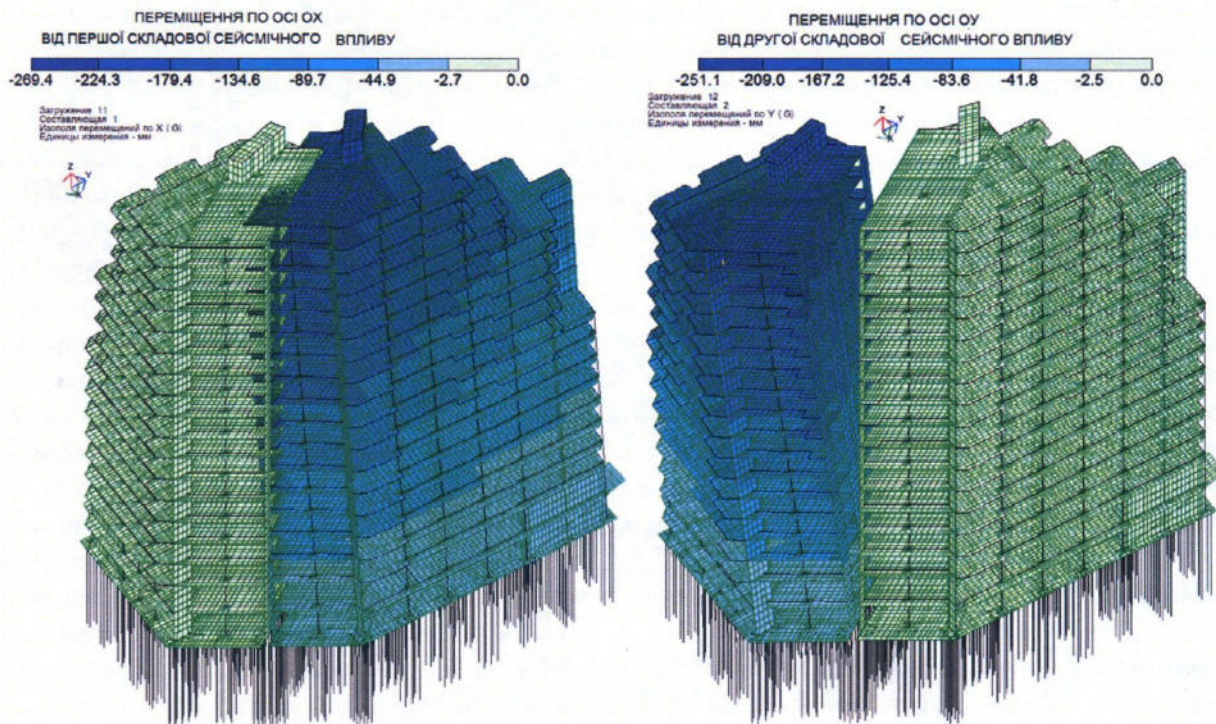


Рисунок Ж.9 – Перемещения по осям OX и OY від першої і другої складових сейсмічних впливів у напрямках осей OX і OY

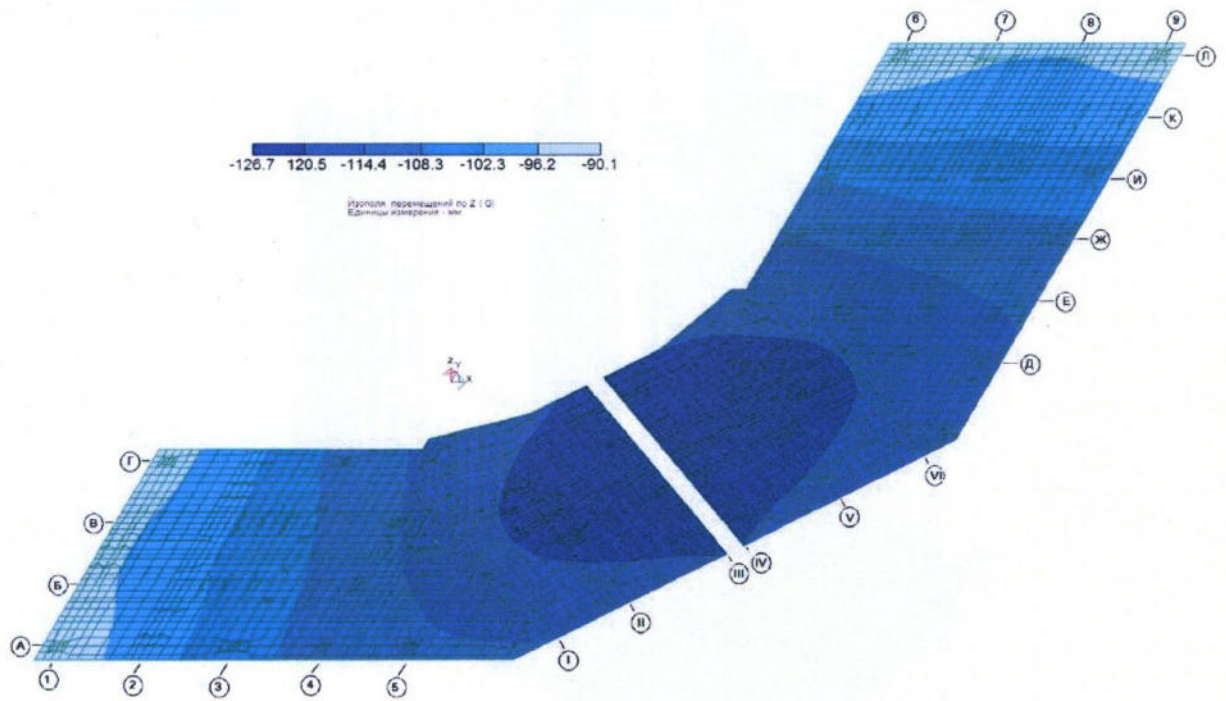


Рисунок Ж.10 – Ізополя вертикальних переміщень вздовж осі OZ в ростверку при редагованій розстановці паль. Основне сполучення навантажень. Модель "С"

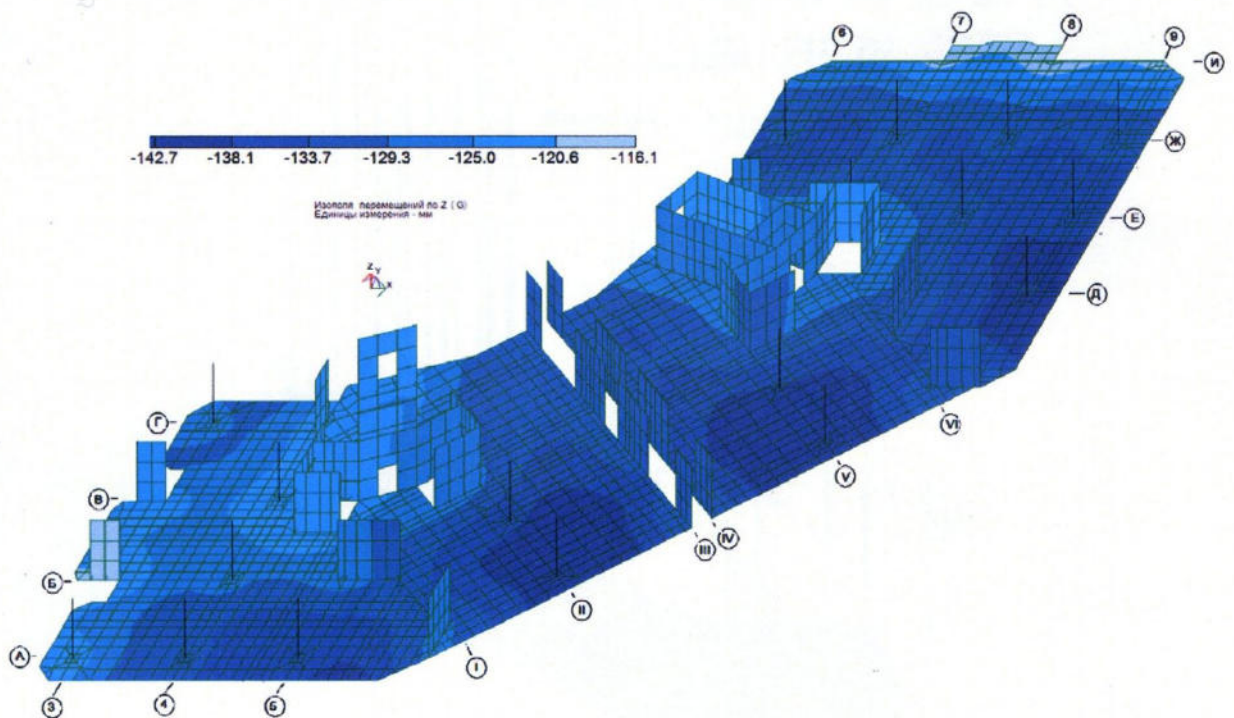


Рисунок Ж.11 – Ізополя вертикальних переміщень вздовж осі OZ в перекритті на позначці 47.400 м. Основне сполучення навантажень. Модель "С"

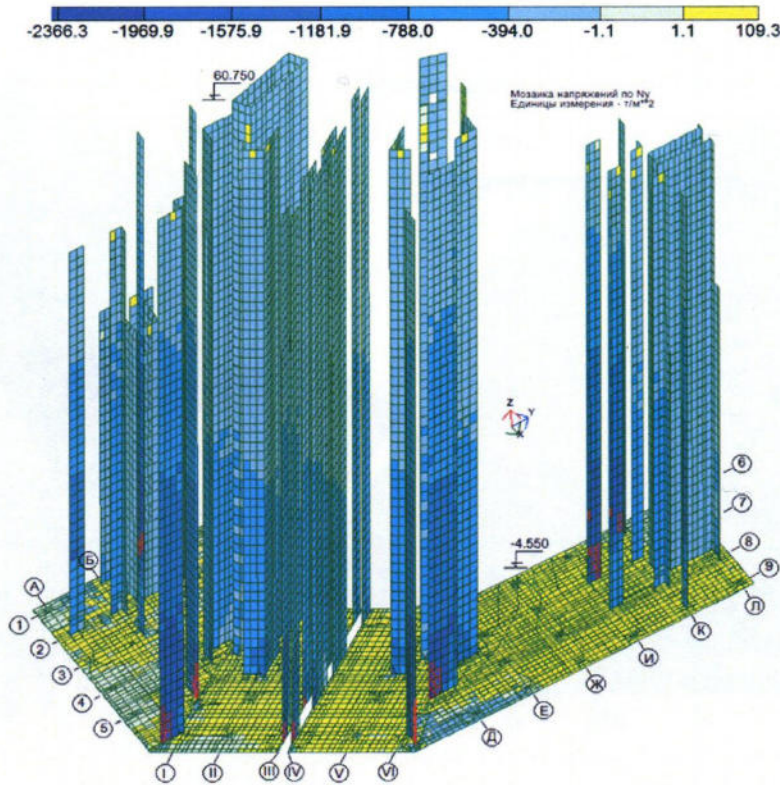


Рисунок Ж.12 – Мозаїка вертикальних напружень σ_y у пілонах. Основне сполучення навантажень. Модель "С"

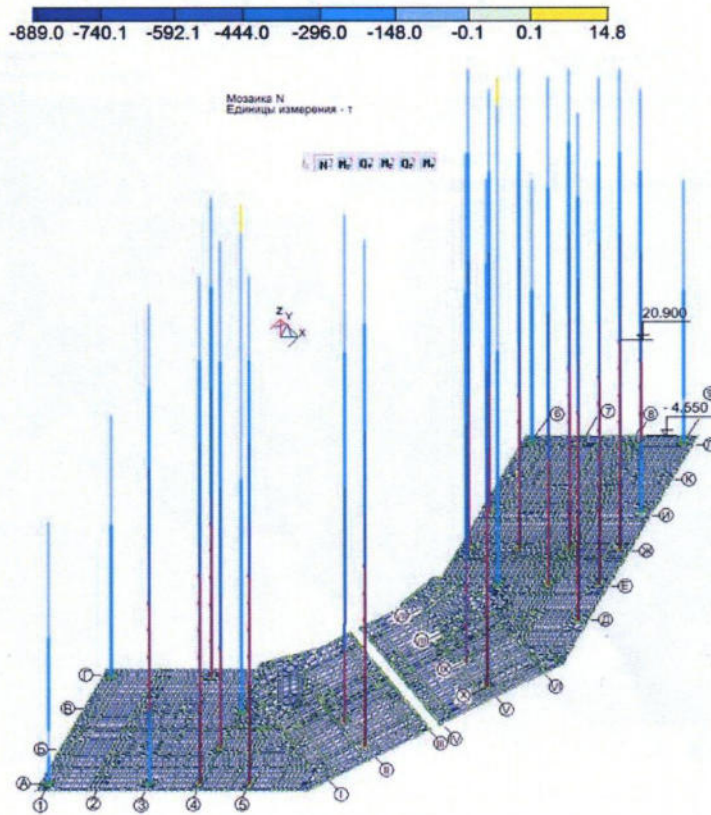


Рисунок Ж.13 – Мозаїка вертикальних зусиль N у колонах. Основне сполучення навантажень. Модель "С"

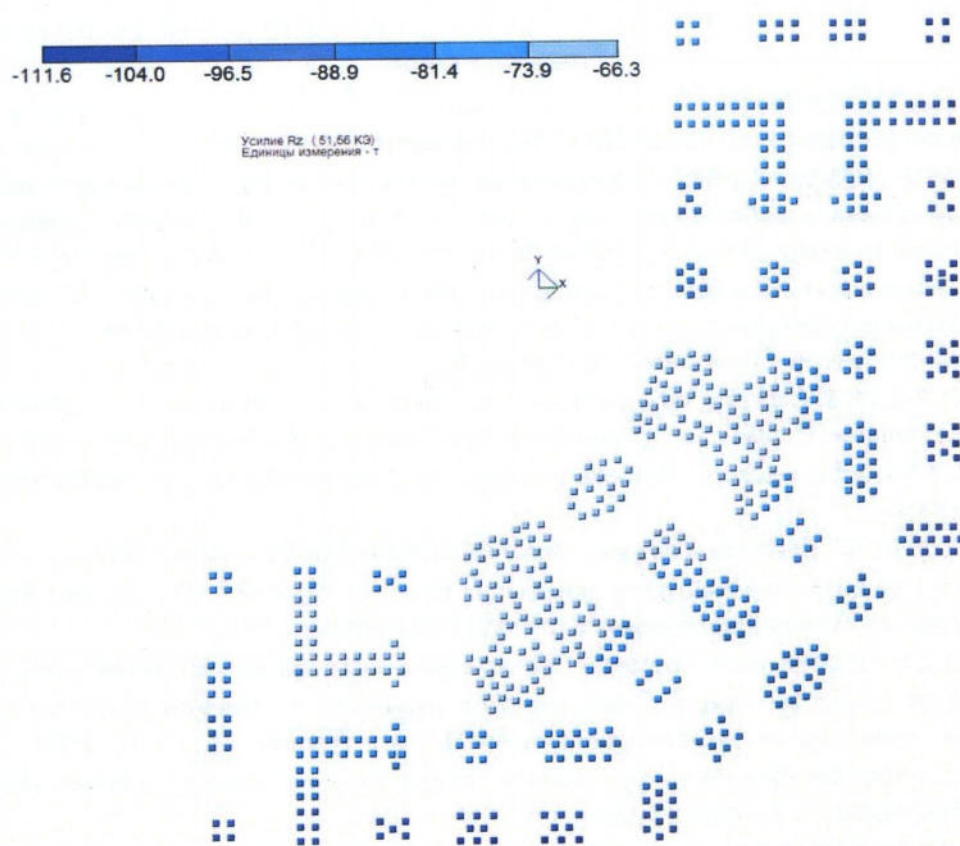


Рисунок Ж.14 – Зусилля в палях Rz. Основне сполучення навантажень. Модель "С"

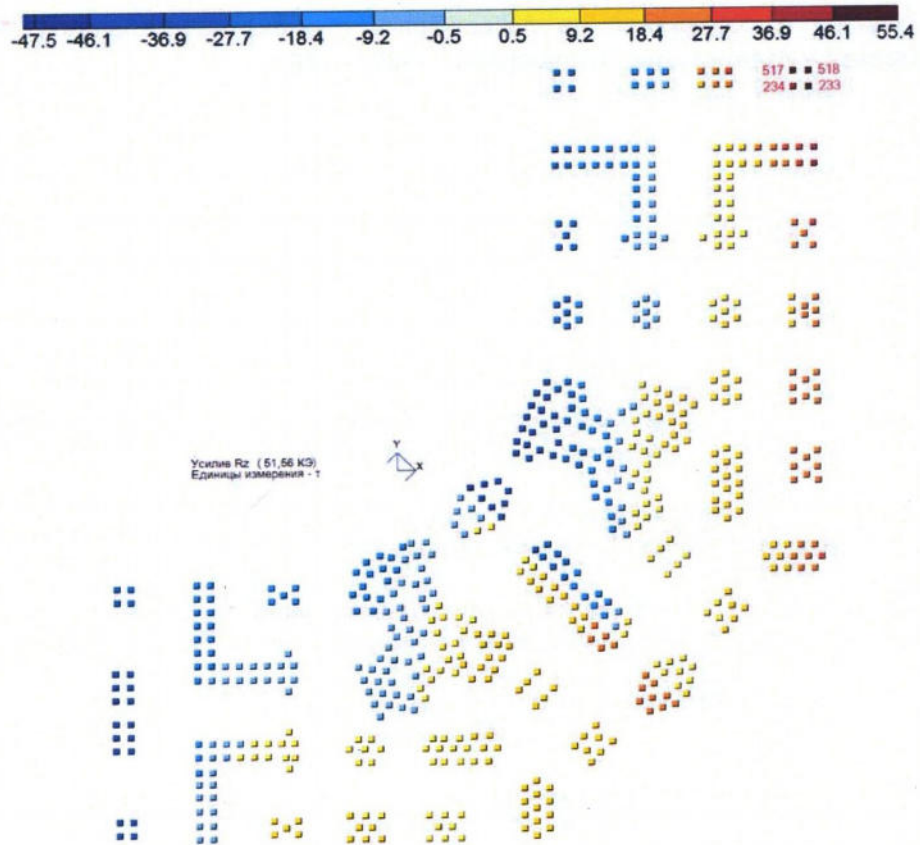


Рисунок Ж.15 – Зусилля в палях. Сейсмічний вплив. Модель "Д"

БІБЛІОГРАФІЯ

- [1] Креслення 231012-1/2-АР, ООО "ГЕФЕСТ", Ліцензія АВ № 490318.
- [2] ДБН В.1.2-14-2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 37 с.
- [3] Технический отчет по инженерно-геологическим условиям участка проектирования многоэтажного жилого комплекса с паркингом по адресу пер. Клубничный, 20-24 в г. Одессе / Центр инженерно-проектных изысканий. Одесса 2013.
- [4] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – К.: "Сталь", 2006. – 59 с.
- [5] ДБН В. 1.1-7-2002. Пожежна безпека будівництва. Державні будівельні норми України. – К.: 2003. – 41 с.
- [6] СНиП 2-01 07 85. Нагрузки и воздействия. ГОССТРОЙ СССР, Москва, 1988.
- [7] ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К.: 2014.
- [8] ДБН В.2.2-24:2009 Будинки і споруди Проектування висотних жилих і громадських будинків
- [9] ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування / Мінбуд України. – К.: Сталь, 2006. – 9 с.
- [10] ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 104 с.
- [11] ДБН В.2.6-98-2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування – К.: Мінрегіонбуд України.
- [12] Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. С.Н. Клепиков, А.С. Трегуб, И.В. Матвеев / – Издательство "Будівельник". 1987. – 198 с.

Код УКНД 91.040.01; 93.020; 91.120.01

Ключові слова: складні інженерно- і гірничо-геологічні та сейсмонебезпечні умови, дослідження, геотехнічні і сейсмічні та динамічні впливи, об'єкти будівництва, основа, просідаючі ґрунти, розрахункові моделі, розрахунки, конструктивні та геотехнічні заходи захисту, вимоги, проектування.

Редактор – А.О. Луковська
Комп'ютерна верстка – В.Б.Чукашкіна

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Arial".
Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".
вул. М. Кривоноса, 2А, м. Київ-37, 03037, Україна.
Тел. 249-36-62
Відділ реалізації: тел.факс (044) 249-36-62 (63, 64)
E-mail:uabi90@ukr.net

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.