

свідчить про принципову зміну екзогеодинамічного розвитку силових ландшафтів в умовах техногенезу, коли має місце зростання форм та масштабів порушення рівноваги верхньої зони геологічного середовища – забудова несприятливих ділянок, зростання навантажень на поверхневі і підземні елементи в промислово-міських агломераціях, деградація та зростання агресивності ґрунтів, що мають здатність до просідання. Від кінця 70-х років минулого століття ступінь ураженості території небезпечними ЕГП, що мають площинне та об'єктове поширення, збільшилась в 1,5-2 рази, що привело до збільшення негативного впливу на функціонування господарських об'єктів. Зсуви мають значне поширення на території країни, що зумовлено геологічною будовою та геоморфологічними умовами, наявністю деформуючих горизонтів тощо. Їх кількість становить 22936 і постійно змінюється за рахунок ліквідації (зрізання, зчищення) чи формування нових зсувів під впливом природних і техногенних факторів. Найбільшої шкоди розвиток та активізація зсувів завдає міським територіям зі щільною забудовою та значною чисельністю населення.

Площа поширення ділянок з розвитком зсувів у межах міських територій складає понад 44,0 км². Сприятливі умови для активізації зсувів склались в межах забудованих міських територій наступних адміністративних областей: Дніпропетровської на площі 7,88 км², Київської – 6,98 км², Луганської - 4,96 км², Донецької - 3,48 км², Харківської – 3,13 км², Чернівецької – 2,99 км², Вінницької – 2,92 км², Івано-Франківської – 2,83 км² та інших. Активізація зсувів, що розвиваються на схилах різного генезису, досить часто пов'язана з розвитком супутніх - ерозійного та абразійного процесів, що є чинником підсилення розвитку основного процесу. Серед домінуючих природних чинників активізації слід виділити підняття рівнів води в річках та відповідний підмив та розмив язикових частин існуючих зсувів. Сучасна активізація зсувів викликана як природними – метеорологічними (атмосферні опади, температура тощо), гідрологічними (рівні та витрати води в поверхневих водотоках, рівні води та хвильовий режим морів, озер, інших водойм, ерозійна та абразійна дія поверхневих вод), гідрогеологічними (рівні, хімічний склад, умови живлення та

дренажу підземних вод), сейсмічними (землетруси), а також техногенними чинниками.

У зв'язку з цим, в дипломній роботі розглядається актуальна наукова і практична задача забезпечення прийняттого і адаптованого варіанту оцінки зсувних масивів з урахуванням специфічних особливостей льосових ґрунтів.

Мета полягала у виявленні геомеханічних процесів при спорудженні та експлуатації будівель на льосах, на прикладі аварійного стану Гуртожитку №2 НТУ «ДП», шляхом комплексу спостережень, вимірів та аналізу інженерно-геологічної інформації для з'ясування причин деформації будинку і розробки заходів щодо їх ліквідації.

Для її досягнення були поставлені наступні завдання:

- вивчити особливості льосових ґрунтів, що визначають їх інженерно-геологічні властивості,
- проаналізувати зміну фізико-механічних властивостей льосових ґрунтів з глибиною, і виявити фактори, що впливають на їх зміну,
- визначити причини та фактори, що передували аварії Гуртожитку №2;
- розглянути заходи для усунення просідання ґрунтів, можливі для застосування на досліджуваних ділянках.

1.1.1. Короткий опис класифікаційних ознак і типів зсувів

Зсувний процес - це рух різних за обсягом мас льосових порід вниз по природному схилу або штучно створеному укосу по поверхні ковзання під впливом гравітаційних сил. В якості останніх виступає вага масиву що зміщується, техногенні навантаження, а також сейсмічні впливи.

Зсуви є одним з процесів формування рельєфу схилів і відбуваються за умови порушення співвідношення між висотою і крутизною схилу з одного боку і міцністю порід - з іншого. Вони утворюються на певному етапі формування схилу, однак це не відноситься до кожного з них. Необхідне поєднання декількох чинників, що знаходяться у взаємозв'язку, для того, щоб почався і розвивався

процес зсувоутворення. Всі зсуви відбуваються з руйнуванням порід під дією зсувних напружень. Виникнення руху потрібно розглядати з урахуванням факторів, що збільшують зсувні напруження і знижують опір зрушенню. Процес зсувоутворення може виникнути і розвиватися в певному середовищі. Для зсуву необхідна присутність в геологічному розрізі порід можливо різного генезису, але з однаковою особливістю - умовах напруженого стану схилу в них можуть утворюватися поверхні ковзання. Сукупність тектонічних порушень, що змінила початкові форми залягання гірських порід, призводить до утворення основних зон і поверхонь ослаблення в масивах порід. По цим зонам найбільш часто відбувається деформація схилів.

У різних регіонах, незалежно від генетичних особливостей порід геолого-гідрогеологічної будови території виділяються три основні види зсувів - ковзання, видавлювання і вязкопластичний зсуви.

Найбільш поширеними є зсуви ковзання. Вони формуються в весняний час після сніжних зим, відразу ж після танення снігу і інфільтрації води по тріщинах в присхилонового лесового масиву. В підсумку в ньому виникають сильно зволожені зони з низькими характеристиками міцності, за якими відбувається зміщення верхніх льосових порід з практично не зміненою вологістю. Зміщена частина масиву рухається по схилу з величезною швидкістю, все змітаючи на своєму шляху.

В окремих місцях схилу напруги в масиві гірських порід перевищили опірність породи. З'явилися тріщини, які відокремлюють нестійкі ділянки. Настала стадія початкових деформацій, при якій на поверхні масиву гірських порід з'явилися окремі місцеві деформації без зміщення великих частин масиву. Поява тріщин створила новий зсувоутворюючий фактор - рясне змочування порід атмосферними опадами. За рахунок водонасищення глинистих порід і відповідної зміни їх властивостей знижується опір зрушенню, розриву і т.д. На цій стадії починається активізація зсувних процесів.

Коли порушується стійкість цілих блоків масиву, настає стадія руху зсуву, часто супроводжувана катастрофічними явищами. Відрив і змішання блоків

порід відбувається по плоскій або кругло циліндричній поверхні. Зсуви відрізняються обертальним або паралельно-поступальним характером переміщення всіх точок зсувного тіла, за винятком язикової частини, яка представлена валом випирання або насування. Зсувне тіло в процесі ковзання не змінює структуру. Зсуви ковзання бувають як глибокими, так і поверхневими.

При русі зсув порушує усталений режим схилу. На його поверхні утворюються безстічні западини. Зсув при русі може перекрити окремі тальвеги, створюючи загати. Це разом з іншими чинниками може привести до повторних переміщень, які мають пульсуючий характер в залежності від взаємодії зсувоутворюючих факторів.

Після поступового згладжування рельєфу настає стадія зміцнення зсувних мас, а за нею - стадія поховання або розмиву зсувних форм рельєфу.

Головною ознакою зсувів видавлювання є механізм розвитку слабкої основи. Його руйнування відбувається внаслідок зростання градієнта напружень або в результаті процесів просадки, суфозії, вилуговування, розчинення. Відокремлений результаті руху порід основи ділянка схилу осідає майже вертикально вниз або з деяким обертанням навколо горизонтальної осі, з подальшим розколюванням на блоки. Далі процес йде як пасивне зміщення блоків по водонасиченим породам основи з порушеною структурою. Язикова частина у них типу напливання або видавлювання в'язких мас. Ці зсуви, як правило, глибокі, розвиваються найчастіше раптово і носять катастрофічний характер.

Зсуви-потоки являють собою поверхневі потоки розріджених порід - наслідок впливу атмосферних опадів, що мають зливовий характер в весняно-літній період. Ці зсуви чітко не виражені на тілі древніх і сучасних зсувів інших типів. Зсувне тіло не обмежується певною поверхнею ковзання. Швидше можна говорити про кордон між рухомим шаром і нерухомим масивом.

Спливи, а при менших масштабах - опливини (за Є.П. Ємельяновою), мають глибину охоплення до 5 м - глибина сезонного промочування льосових порід, і великою швидкістю змішування.

У поверхневих (в'язкопластичних) зсувів основну роль в зміні стійкості грає водонасичення, яке періодично досягає критичного значення. Основна відмінність полягає в тому, що спливи (опливини) - це процес відокремлення деякої маси породи при різко вираженому локальному перезволоженні, а зсуви-потоки переміщують по схилу вже відокремлені, часто роздроблені, маси породи [8].

1.1.2. Розгляд відомих зсувів морських і річкових берегів

Сукупність тектонічних порушень, що змінила початкові форми залягання гірських порід, призводить до утворення основних зон і поверхонь ослаблення в масивах порід. По цих зонах найбільш часто відбувається деформація схилів. Необхідно особливу увагу приділяти таким видам денудации, як ерозія та абразія. До тих пір, поки ці процеси не створять різких обрисів схилу, зсув не відбудеться. Основне значення рельєфу полягає в тому, що він обумовлює розподіл напружень верхньої частини схилу. Одним з основних факторів, що впливають на стійкість схилів, є їх крутизна. Підмив берегів водою дуже рідко компенсується наступними наносами. Внаслідок цього, по всіх берегах в місцях активного впливу абразії, ділянки, складені нестійкими і порівняно стійкими породами, деформуються зсувами. Звертають на себе увагу гідрометеорологічні чинники. Зливи викликають поверхневий розмив схилу з утворенням ярів, вимоїн, конусів виносу. Тривалі дрібні дощі глибоко просочують породи схилу і в результаті знижують їх опір зрушенню (більш ніж в два рази); водонасичують зони і поверхні ослаблення; збільшують щільність породи на 20-30%, створюючи додаткове навантаження на нижні шари. Додаткове навантаження на схил від снігу рідко впливає на його стійкість. Основне значення має танення снігу.

На узбережжі Чорного й Азовського морів існує багато зсувних ділянок, що активізувалися в результаті масового забору піску з пляжів і будівництва будинків і споруд на не стійких морських берегах. Найбільші катастрофічні наслідки такі зсувні процеси мають біля Одеси, Бердянська, Маріуполя. Зсуви

поширені на схилах та прибережних ділянках, які складаються з нестійких порід, що мають здатність деформуватися. На схилах річкових долин ці процеси розвиваються одночасно з поглибленням врізу долини при тектонічному піднятті території, зі збільшенням потенціальної енергії рельєфу, односторонньому зміщенню водотоків, при якому формується асиметрія річкових долин. Катастрофічні руйнації зсувних процесів спостерігаються на берегах рік, де зведені гідротехнічні споруди й утворені водоймища, що у свою чергу приводять до карсту та активізації зсуву гірських порід на схилах берегів. Характерним прикладом може бути ділянка Дніпра, де зведений каскад гідроелектростанцій і шість великих водосховищ, береги котрих сильно уражені зсувами. Найбільша кількість зсувних ділянок є на берегах Канівського і Каховського водосховищ і в межах міст Київ і Дніпропетровськ.

1.1.3. Зсуви внаслідок техногенного навантаження схилів

На вже забудованих ділянках виникають проблеми втрати стійкості льосових масивів внаслідок численних витоків з водогінних комунікацій, недостатнього дренажу (або його відсутності), підрізки схилів, порушення норм експлуатації будівель і споруд, а головне – підтоплення. Дніпропетровська область посідає одне з перших місць в Україні за кількістю зсувонебезпечних територій. На сьогоднішній день їх площа становить понад 145 км². Діючи на даний момент нормативні документи, які застосовуються для проектування й будівництва на льосових ґрунтах, не враховують повною мірою їх специфіку. Результати досліджень, покладені в основу цих нормативів, були отримані в середині ХХ століття. Науково обґрунтованих підходів, які б враховували повною мірою як геомеханічні, так і гідродинамічні фактори формування гідрогеомеханічної стійкості льосових масивів, дотепер не розроблено. Це зумовило необхідність обґрунтування нового підходу до оцінки стану зсувних льосових масивів.

1.2. Процеси осідання земної поверхні

1.2.1. Підробка земної поверхні гірничими роботами

Осідання земної поверхні над гірничими виробками є одним з найбільш значних техногенних проявів впливу гірничих робіт на геологічне середовище. Негативні зміни у геологічному середовищі багато в чому залежать як від способу розробки та ліквідації шахт, так і від геолого-гідрогеологічних і структурно-тектонічних природних умов, які в кожному випадку мають свою специфіку.

З розвитком цього процесу пов'язано зниження інженерно-геологічної стійкості порід, розущільнення масивів, що залягають над підземними виробками, перерозподіл напруги навколо виробленого простору. Виїмка пластів вугілля та інших покладів корисних копалин викликає утворення в надрах землі пустот значних розмірів. Породи, що залягають в покрівлі гірничих виробок під дією сили тяжіння та гірського тиску приходять в рух, обумовлюючи розвиток процесу зрушення всієї товщі, включаючи земну поверхню, при якому виникає порушення їх суцільності з утворенням нових зон тріщинуватості. Потужність цієї зони, як правило, становить 40-60 м. Товща гірських порід, що залягає вище (300-400 м), плавно осідає без порушення суцільності масиву. Товща, що знаходиться під нею, прогинається, утворюючи мульди осідання поверхні. При цьому виникають чи активізуються небезпечні геологічні процеси (підтоплення та заболочення земель, інтенсифікація карстових і суфозійних процесів тощо, погіршується якість підземних та поверхневих вод). Загальна площа підроблених територій перевищує 5,5 тис.км², тут зафіксовані осідання та зрушення поверхні над підземними виробками (табл.1.1). Спостереження за процесом в останні роки не проводяться. Найбільш негативні наслідки осідання земної поверхні відмічені в межах промислово-міських агломерацій, переважно у місцях проходження шахтних виробок під забудованими територіями. У зонах підробок знаходяться м.м.Донецьк, Макіївка, Горлівка, Єнакієве, Білозерське, Калуш, Сокаль, Червоноград, Кривий Ріг, Павлоград та інші.

Таблиця 1.1

Загальна характеристика осідання поверхні над гірничими виробками

Адміністрація вне утворення	Площа підробленої т ериторії, км ²	Загальна площа осідання земної поверхні, км ²	Глибина осідання (від- до), м	Загальна площа підтопле-ння в межах осідання, км ²	Площа осідання на забудованій території, км ²	Кількість міст в зоні осідання, шт
Волинська		26,2	2,5-3,0			
Дніпропетровська	720,83	156,11	0,7-15,0	46,56	22,35	3
Донецька	2417,0		0,02-6,8	90,0		23
Івано-Франківська	1,6	0,3	0,1-2,1	0,15	0,2	3
Луганська	2200,0		5,0-7,0		703,8	
Львівська	177,0	100,0	0,01-4,0	5,00	19,5	6

В Івано-Франківській області в межах Калуш-Голинського родовища калійних солей (поля Північно-каїнітове, Хотинь, Сивка Калуська) площа осідання складає 0,3 км², глибина коливається від 0,1 до 2,1 м. Відмічаються тріщини в житлових та господарських приміщеннях, а також формування мульки просідання в районі гаражного кооперативу м.Калуш. Амплітуда осідання тут незначна і встановлюється лише інструментальними методами.

У Львівській області в районах інтенсивного ведення гірничих робіт (Червоноградський ГПР) площа осідання становить 11,5 км², величина осідання до 2,5 м. В районі шахти «Великомостівська», існує загроза цілісності електростанції, автодороги на с.Бендюги. У районі шахти «Межирічанська» існує загроза кабелю зв'язку. В м.Соснівка спотерігається просідання ґрунтів, внаслідок підроблення земної поверхні гірничими вугледобувними виробками шахт «Надія» та «Візейська», що може привести до порушення цілісності комунікацій і багатопверхових будинків по вул. Львівській. Над шахтою «Степова» під загрозу руйнування потрапив міст через р.Солокія. Також осідання відмічені в межах виробок шахти «Відродження», існує загроза залізничній колії до шахти. При закритті шахт і затопленні гірничих виробок істотно зростає техногенне навантаження на об'єкти довкілля, особливо на

геологічне середовище та гідросферу. Так, закриття вугільних шахт методом “мочної консервації” має результатом прояв гідродинамічних ударів (ефект гірничого землетрусу), наслідками яких є порушення цілісності приватних та господарських будівель (виникнення тріщин, обвалення штукатурки). На території шахт, які продовжують видобуток вугілля спостерігається осідання денної поверхні, що викликає порушення цілісності житлових будинків. Подальша зміна природних умов у районах інтенсивного ведення гірничих робіт буде залежати як від інтенсивності та технології проведення гірничих робіт, так і від складу та об’ємів природоохоронних заходів.

1.2.2. Просідання поверхні внаслідок вилуження і суфозії гірських порід

Ці процеси надзвичайно широко розвинені в районах поширення льосових порід і багато в чому обумовлені іншою їх специфічною властивістю – швидким розмоканням льосових ґрунтів при взаємодії з водними розчинами. Ерозійні процеси насамперед руйнують саму верхню частину масиву, а потім ерозія поширюється на глибші його частини.

Вилуговування льосових порід - процес розчинення водними розчинами, які надходять в масив, водорозчинних солей і їх винос з цього масиву (або їх переміщення в його межах). У результаті в масиві з’являються ослаблені зони з підвищеною пористістю вилужених порід або навіть містять порожнини різного розміру. «Змикання» таких порожнин, а також додаткове осідання порід ослаблених зон обумовлює ущільнення порід і наступні зміни рельєфу поверхні масиву льосових порід і деформацію споруд, зведених на ньому.

Відносне осідання за рахунок вилуговування солей визначається, по Л. Г. Балаева, за формулою:

$$h_c = \frac{p(\gamma_{ск}\beta l)}{100 \gamma_r} \quad (1.1)$$

тривалість вилуговування – за формулою:

$$t = \frac{pl}{cK_hI} \quad (1.2)$$

де p - початкова засоленість ґрунту, %; $\gamma_{ск}$ - щільність скелета ґрунту, г / см³; β - Вилужені, частки одиниці від початкового засолення; l - товщина шару засоленого ґрунту, дм; $\gamma_г$ - щільність солей (гіпсу), г / см³; c - вага солей, які перейшли в розчин 1 дм³ І води, г; K_h - початковий коефіцієнт фільтрації, дм/с; I - градієнт фільтрації.

Вилуговування в масивах льосових порід може відбуватися в природних умовах. Але зазвичай воно проявляється після створення гідромеліоративних і гідроенергетичних споруд, при функціонуванні яких відбувається фільтрація води через товщу льосових порід.

В умовах аридного клімату часто зустрічаються сильнозагіпсовані льосові породи. Наприклад, у Східній Грузії леси верхнього 2-3-метрового шару часто містять до 60% гіпсу, кількість якого знижується на глибині 7-12 м до 2-5%. Тут часто можна спостерігати утворення воронок, осадку споруд, пов'язану з вилуговуванням гіпсу [21].

Суфозією називають осідання поверхні землі, що відбувається внаслідок вилуговування і винесення розчинних частинок. Осілі місця на поверхні землі, у вигляді воронок, розташовуються рядами (ланцюжками) уздовж підземного потоку або уздовж краю терасового уступу зустрічаються досить часто.

Суфозійні явища в природних умовах нерідко є причиною виникнення зсувів. Також суфозія може стати причиною сповзання порід після швидкого спаду паводка, підпирають водоносний горизонт в основі глинистої товщі, які складають береговий схил.

На крутих схилах суфозія розвивається в зоні вивітрювання, винесення дрібного матеріалу призводить до опускання зазвичай без розривів ґрунтового і дернового шару [13].

Сучасні геоморфологічні процеси, їх характер і інтенсивність є найважливішою характеристикою динамічності геологічного середовища. Вивчення цих процесів - необхідна умова при освоєнні територій, так як воно

дозволяє прогнозувати подальший їх розвиток, обґрунтувати заходи, що ослабляють або виключають небезпечні наслідки.

Суфозія і просадки на території міст відносяться до великої групи природно-техногенних геологічних процесів. На думку багатьох вчених, ці процеси не становлять безпосередньої загрози для життя людей. Вони негативно впливають на умови життєдіяльності людини через деформацію і ускладнення експлуатації інженерних споруд, знижують якості ресурсу геологічного простору. Вони не можуть зумовити появу зони екологічного лиха, а формують зони ризику [9].

Однак в останні роки ці процеси у багатьох містах мають настільки інтенсивний прояв, суфозійні порожнини настільки великі, що ці процеси можна віднести до категорії екологічних катастроф.

Вони відносяться до групи сенсорних, що чутливо реагують на зміну навколишнього середовища. Несучі здатності льосових ґрунтів при підвищеній вологості різко зменшуються, у міру осушення в значній мірі відновлюються.

Наявність ґрунтів що просідають, їх здатність доущільнюватись в процесі замочування є основним фактором, що враховується при будівництві та експлуатації будівель.

Винос, що рухається підземною водою, дрібних частинок, а також розчинення і вилугування легкорозчинних речовин в породах призводять до утворення пустот і при певному навантаженні (особливо динамічному) на земну поверхню, можливі провали. Отже, даний процес має велике інженерно-геологічне і екологічне значення. Причиною цього є як природні, так і техногенні чинники.

Потужна товща техногенних ґрунтів, що залягають в зоні аерації, неоднорідних за складом, є найважливішою умовою виникнення розвитку суфозійних процесів. Головним джерелом надходженн в ґрунтову товщу води є система водопостачання та водовідведення. Загроза виникнення суфозії виникає головним чином там, де мають місце пошкодження або засмічення трубопроводів, колекторів, водостічних труб і т.д.

Найбільш інтенсивно суфозійні процеси розвиваються на контакті ґрунт - трубопровід. Глибина провальних воронк в більшості випадків не перевищує відміток закладення водогінних комунікацій. Прогресуючий в часі винесення мінеральних часток ґрунту призводить до його руйнування, а в сприятливих ґрунтових умовах - до утворення різного розміру порожнин. Їх руйнування супроводжується утворенням провальних воронк і осідань земної поверхні. Розміри провальних воронк досягають іноді значних величин [14].

Розрізняють механічну і хімічну суфозію. Під механічною суфозією розуміють розпушення і винос частинок порід, навіть не містячи розчинних у воді мінералів, потоком води, що фільтрується.

Під хімічною суфозією розуміють вилуговування і винесення в розчиненому вигляді водорозчинних мінералів і гірських порід.

Механічна суфозія в природних умовах відбувається досить рідко і відзначається в бортах ярів і річкових берегах. При різкому скиданні паводкових вод рівень підпертого водоносного горизонту (РГВ) знижується значно повільніше, утворюється крута де-пресійна крива ГВ і створюється гідродинамічний тиск, спрямований в бік схилу. На поверхні може утворитися суфозійна воронка внаслідок виносу частинок і осідання вище розташованого ґрунту.

Необхідно підкреслити, що внаслідок виносу частинок в гірській породі утворюються порожнечі, зростає швидкість потоку, починають виноситися більші частки і т.д. Таким чином, виникнувший в масиві гірських порід або в тілі греблі процес механічної суфозії, якщо не вживати заходів щодо його усунення, буде прогресувати з часом.

Особливо яскраво процеси суфозії проявляються в основі (а іноді і в тілі) гідротехнічної споруди, при досить високих рівнях води у водосховищі. При цьому вода що фільтрується розкладає і виносить мінеральний заповнювач тріщин і матеріал, з якого складені стінки тріщин (вміщає породу) в основі греблі. Крім того, при наявності тріщин в тілі греблі, вода що фільтрується може

виносити матеріал, з якого складена гребля (наприклад, цемент з бетонних гребель).

Для боротьби з суфозією застосовують заходи по припиненню руху води через розмивний масив:

- регулювання поверхневого стоку або перехоплення підземних вод дренажними пристроями для запобігання надходження і фільтрації води;
- улаштування захисних покриттів для захисту гірських порід від поверхневого вивітрювання;
- устаткування зворотних фільтрів (в основі греблі в її нижньому б'єфі) або поверхневих дренажів для виведення підземних вод і запобігання-обертання вимивання частинок порід;
- конструктивні особливості споруд для зменшення швидкості руху і збільшення шляху фільтрації підземних вод;
- штучне поліпшення властивостей порід шляхом силікатизації, цементації та ін. для зниження фільтрації. Нагнітання затвердеваючих (схоплюється) матеріалів в породи (пори, канали, тріщини) [3].

1.2.3. Техногенне просідання льосових ґрунтів на забудованих ділянках

Просадка гірських порід - це втрата ними зв'язності при зволоженні з наступним швидким ущільненням під вагою верхніх порід і навантаженням від будівель і споруд. Явище просідання характерно тільки для льосів і льосовидних ґрунтів, які характеризуються підвищеною макропористістю, і пов'язано з руйнуванням їх структурних зв'язків під впливом води. У зв'язку з великою просторовою мінливістю льосових ґрунтів, а також великою кількістю джерел їх природного і штучного зволоження, такі ґрунти здатні до прояву нерівномірних по площі, часу і масштабам просадок, що може привести до деформацій будівель, розташованих на нерівномірно просідаючих ґрунтах. Через великі швидкості

протікання процесу просідання такі деформації часто призводять до аварійних ситуацій[4].

Більш докладно варто розглянути процеси, що сприяють формуванню просідання. Особливий інтерес до проблеми формування просідання з'явився після виходу в світ класичної роботи Н. Я. Денисова (1946), в якій вперше була запропонована теорія просідання, названа в наступних роботах принципом Денисова. Головною причиною просідання Н. Я. Денисов вважав більш високу пористість льосових порід в порівнянні з нормальною при даному напруженому стані. Порооди з нормальною пористістю, на його думку, в природних умовах знаходяться в рівновазі і називаються нормально ущільненими породами, а просадні леси є недоущільненими [10].

Недоущільнений стан, згідно Н. Я. Денисову може бути викликано безліччю факторів - складом і способом осадконакопичення, структурними зв'язками між мінеральними частинками, швидкістю наростання вищерозміщених товщ, вологістю, а також розущільнення утворились внаслідок різних способів відкладання осадів в результаті зміни температурного режиму і ґрунтоутворювальних процесів і так далі. За результатами досліджень Н. Я. Денисова, до 80% від загальної просадки відбувається протягом 30 хв з моменту замочування. Механізм руйнування структурних зв'язків Н. Я. Денисов пов'язує з розклинюючим тиском тонкого шару води, що виникає на контактах між частинками.

Важливо підкреслити, що Н.Я. Денисов розглядав формування просідання в ході осадконакопичення і ранньодіагенетичних перетворень еолового, делювіального, пролювіальних осаду, тобто в ході прогресивного літогенезу на етапі перетворення осаду в слабо зволожену просадну породу. Аналізуючи ж процес стосовно алювіальних відкладів, Н.Я. Денисов обговорював перетворення вже сформованої сильно зволоженої породи в слабо зволожену просадну породу. Н.Я. Денисов гіпотетично розглядав принципово різні шляхи формування просідання у пилуватих відкладень різного генезису.

Багато дослідників, наприклад Г.А. Мавлянов, дотримуються також теорії генетичної природи просідання. Вони вважають, що поділ льосових порід на генетичні типи дозволить прогнозувати їх просідання. Зокрема, леси еолового та пролювіальних походження найбільш просадними, а алювіальні лесовидні відкладення не просадними [3,10].

Наведені дані свідчать, що питання про швидкість і час формування просідання - питання багатопланове, змістовна сторона якого повинна принципово по-різному формулюватися і вирішуватися щодо сингенетично і епігенетичнопросадних товщ льосових порід. Наявні на сьогоднішній день дані з цього питання, дозволили нам зробити наступні висновки.

1. Швидкість формування сингенетичної просадності на шляху перетворення пилюватого осаду елементарного шару в льосову породу і епігенетичної просадності в породах різного генезису і віку в значно більшому за потужністю шарі (до 5-7 см) надзвичайно висока і з геологічної, і з фізичної точок зору.

2. Швидкість формування сингенетичної просідаючої товщі ациклітної будови або льосового горизонту одного льосового цикліту повністю визначається швидкістю осадконакопичення еолових, пролювіальних або делювіальних пилюватих відкладень в семіарідних або аридних умовах. Час формування просідаючої товщі цілком збігається з геологічним часом її накопичення. Його встановлюють історико-геологічним методом.

3. Формування просідання дегідратованої товщі алювіальних порід - процес надзвичайно швидкий. Час її утворення пов'язано, тільки з періодом і швидкістю виникнення додаткового навантаження, що діє на ґрунти такої товщі [12].

4. Швидкість сучасного формування епігенетичної просіданості рельєфотворних товщ під впливом гіпергенно-дегідратаційногорушувальноючого механізму в відповідних орографічних і кліматичних умовах також дуже висока.

5. Швидкість формування просідання у водному лесовому цикліті (що включає горизонт льосових порід і сформовану у верхній їх частині похований або сучасний ґрунт) циклічно побудованої товщі визначається, з одного боку, швидкістю осадконакопичення сингенетичнопросадних льосових порід, а з іншого - швидкістю трансформації цього просідання під впливом гіпергенно-дегідратаційного механізму в період припинення осадконакопичення і формування ґрунтів.

Відзначимо, що вирішення питання про генезис, швидкості та часу формування просідання товщ, особливо циклічно побудованих, завдання комплексне. Воно не може бути вирішене шляхом вивчення одних лише інженерно-геологічних показників. Необхідно вирішити значно ширше коло питань: яким шляхом сформувалася товща, яку історію вона згодом пережила. Це рішення повинно бути доведено достатнім геологічним матеріалом [9].

Будівельне освоєння територій і експлуатація будівель, споруд та інших об'єктів, розташованих на слабопроникних ґрунтах, практично повсюдно супроводжуються накопиченням вологи в товщі ґрунтів і підйомом рівня ґрунтових вод навіть в тих випадках, коли до початку освоєння території ґрунтові води взагалі були відсутні. Такий процес називається підтопленням (або техногенним підтопленням). Він виникає і розвивається внаслідок порушення сформованої природної динамічної рівноваги у водному балансі території. Ці порушення виникають в результаті практичної діяльності людини і на забудованих територіях зазвичай розвиваються в дві стадії - при будівництві та експлуатації. Підтоплення розвивається також внаслідок підпору ґрунтових вод при створенні водосховищ і сільськогосподарському освоєнні території з організацією поливного землеробства. Основними причинами підтоплення на стадії будівельного освоєння забудованих територій є зміна умов поверхневого стоку під час здійснення вертикального планування (в тому числі засипки природних дрен - ярів і водотоків, зрізання рослинного покриву та ін.), а також значний розрив у часі між земляними та будівельними роботами нульового циклу, який призводить до накопичення поверхневих вод в будівельних

котлованах, траншеях і виїмках. Основними причинами підтоплення на стадії експлуатації забудованих територій (промислових підприємств, міст, селищ та інших об'єктів) є: інфільтрація витоків технологічних вод, промислових і господарсько-побутових стоків, а також поливи зелених насаджень, зміна тепловологісного режиму під будівлями, спорудами і покриттями, вплив барражного ефекту (затримка поверхневих і підземних вод будівлями і спорудами). Інтенсивність розвитку процесу підтоплення і особливості його прояву залежать від природних умов, характеру технологічного процесу підприємства, щільності забудови території, параметрів систем водогінних комунікацій (витрата, протяжність, щільність комунікацій і водомістких ємностей і ін.). Джерела підтоплення територій промислових підприємств, міст і населених пунктів поділяються на природні (атмосферні опади (дошові і талі води), ґрунтові води, стік поверхневих вод з навколишніх територій, вода у вигляді пару в ґрунтах зони аерації) та штучні (відноситься води, що накопичуються в різних штучних зниженнях рельєфу, котлованах, траншеях, ґрунтах зворотної засипки, різні резервуари, відстійники, накопичувачі рідких стоків і шламонакопичувачі, гідрозолоотвали, очисні споруди, об'єкти з мокрим технологічним процесом (цехи мокрих виробництв, ТЕЦ та ін.), водонесучі комунікації всіх видів і ін [8]). Обводненням зазвичай називають процес збільшення вологості льосових порід і підйом рівня ґрунтових вод, які спочатку з'являються в масиві, а потім з різною швидкістю піднімаються вгору до його границі. Поступово розвиваючись, цей процес може привести до підтоплення масиву - ситуації, коли в зону повного зволоження порід потрапляють підземні частини споруд. Часто до підтоплених відносять території, в межах яких глибина залягання ґрунтових вод становить менше 3 м. Обводнення льосових масивів відбувається при витоків води з водогонів та каналізації, створення штучних водоймищ і зрошувальних систем, будівництві дорожніх виїмок, при предпостроечном замочуванні підстав і кюветів і в ряді інших випадків. Крім цього режим вологості льосових масивів порушується при оранці полів, асфальтування поверхні, масовій забудові територій, проходці різних траншей, організації кар'єрного господарства,

зведенні відвалів. Найбільша зміна стану льосових порід спостерігається при довгостроковому (або постійному), середньо- і високонапірному впливі води на лінійних або майданних спорудах. А. К. Ларионовим і В. П. Ананьєва на прикладі лівобережного каналу Терско-Кумської зрошувальної системи показано, що в результаті багаторічної фільтрації води з цього каналу сформувалася велика змочена зона з вологістю до 28-30%. Подібне тривале водонасичення призвело до зникнення просадності, хоча її початкова величина досягала 5-10%.

1.3. Засоби протидії геотехнічним аваріям

1.3.1. Основні методика розрахунку стійкості схилів

Оцінка стійкості схилів включає: збір вихідних даних; вибір розрахункових створів; складання розрахункової схеми; визначення розрахункових параметрів ґрунту; вибір методу розрахунку відповідно до зафіксованого механізму зсуву; визначення зсувного тиску; розрахунки несучих конструкцій інженерного захисту з урахуванням зсувних впливів; рекомендації щодо застосування споруд інженерного захисту[7]. Серед різноманіття розрахунку стійкості схилів застосовують: метод круглоциліндричних поверхонь ковзання, аналітичний метод Г.М. Шахунянца, метод дотичних сил, метод горизонтальних сил, використання енергетичної моделі стійкості льосових масивів і методика прогнозування зсувів.

Метод круглоциліндричних поверхонь ковзання є найбільш поширеним з наближених методів розрахунку стійкості масивів ґрунту. Завдання розрахунку полягає у визначенні стійкості природних схилів або штучних укосів для найбільш небезпечної поверхні ковзання. Коефіцієнтом стійкості називається відношення моменту всіх утримуючих сил до моменту всіх сил, що зсувають щодо центру дуги ковзання. За поверхню ковзання, на підставі багаторічних спостережень і вимірювань Шведської геотехнічної комісії (проф. Фелленіус і ін.) приймають круглоциліндричну поверхню і зазвичай шляхом підбору,

використовуючи той чи інші прийоми, визначають центр найбільш небезпечної поверхні ковзання, при якій коефіцієнт стійкості буде найменшим [17].

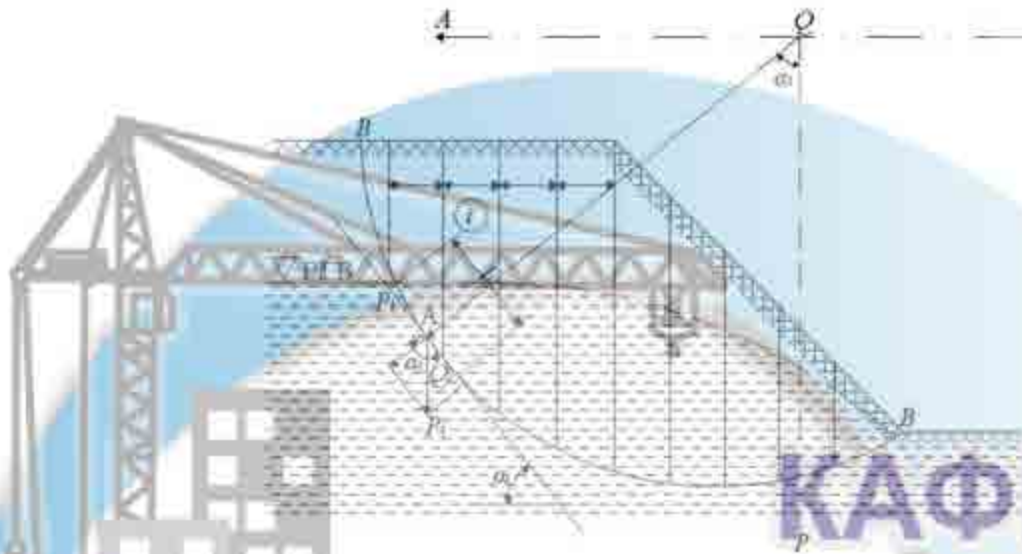


Рисунок 1.1 – Метод круглоциліндричної поверхні ковзання

Метод круглоциліндричних поверхонь ковзання доцільно застосовувати, коли укіс складний однорідними ґрунтами. Метод передбачає, що сповзання ґрунту може статися лише в результаті обертання масиву, що зсувається навколо центра O (рис. 1.1). Отже, поверхня ковзання BB в даному випадку буде представлена дугою деякого кола з радіусом r , окресленого з центру O . Масив, що зсувається розглядається при цьому як деякий твердий блок, всіма своїми точками бере участь в одному загальному русі. Ступінь стійкості укосу оцінюється різними методами («метод площ», «метод кола тертя» і т.д.). Принципово найбільш простим з них і одночасно найбільш поширеним в нашій країні є так званий метод моментів, сутність якого полягає в наступному. Масив, що зсувається знаходиться під впливом двох моментів: моменту $M_{об}$, що обертає масив, і моменту $M_{ут}$, який утримує масив. Коефіцієнт стійкості схилу K_c визначається відношенням цих моментів, тобто

$$K_c = \frac{M_{ут}}{M_{об}} \quad (1.3)$$

Ґрунтові води надають зважувальний вплив на породи і фільтраційний (гідродинамічний) тиск на весь масив. Момент, що обертає визначається множенням сил, що зсувають на плече до центру обертання O , а утримує момент

- множенням сил опору зрушення на аналогічне плече. При цьому, так як кут нахилу дотичної до поверхні ковзання і ваги окремих частин масиву не постійні, доводиться розчленовувати уявний зсувний масив (сповзаючий блок) на n розрахункових відсіків, для кожного з яких визначають сили опору зсуву та зсувні сили. Тоді коефіцієнт запасу стійкості схилу знаходиться як відношення сум тих і інших моментів:

$$K_c = \frac{\sum M_{\text{уп}}}{\sum M_{\text{об}}} \quad (1.4)$$

З інших способів, що використовують круглоциліндричну поверхню ковзання, слід згадати метод кола тертя (прийоми Гультіна і Петерсона, Казагранде, Крея, Тейлора, Гольдштейна, Федорова та ін.), Метод багатокутника сил Фрелиха, метод Како, метод Чугаєва-В'яземського, метод Бішопа і пр. Всі вони є порівняно ефективними для оцінки ступеня стійкості схилів, але важко застосовні для визначення величини зсувного тиску. На практиці розглянутий метод часто ускладнюється невизначеністю в положенні центру обертання O . Його координати, а також радіус r визначаються так, щоб відобразити в розрахунку найбільш невигідне становище прийнятої поверхні ковзання, при якому значення коефіцієнта стійкості K_c виходить мінімальним з можливих для даного схилу (укосу). Дуже часто становище центру O встановлюють підбором шляхом проведення декількох розрахунків для відшукування найбільш небезпечного для даного випадку положення поверхні ковзання. Є й інші причини, за якими метод круглоциліндричної поверхні ковзання складно використовувати при проектуванні протизсувних утримуючих конструкцій глибокого закладення. Наприклад, це пов'язано з тим, що обвальний прояв найчастіше розвивається в тих природних схилах, товща яких складена пластами різних порід (нерідко зі слабкими прошарками). Для таких же випадків неоднорідних ґрунтів розрахунок методом круглоциліндричної поверхні ковзання є цілком не придатний [16].

Аналітичний метод Г.М. Шахунянца. Даний метод, як і попередній, найзручніше застосовувати, коли конфігурація поверхні ковзання на всій

протяжності вже встановлена. Метод Г.М. Шахунянца в цілому аналогічний методу дотичних сил, проте в даному випадку більш строго дотримані закони будівельної механіки. Зазвичай відсіки приймають такими, щоб без практичної втрати точності можна було в їх межах приймати поверхню за площину і щоб стан ґрунту, обрис схилу, дія зовнішніх сил і т.п. були практично однорідними.



Рисунок 1.2 – Аналітичний метод Г.М. Шахунянца

Слідуючи основним законам будівельної механіки, виділивши для роздільного розгляду i -й відсік, ми зобов'язані замінити вплив на нього вищерозміщеної частини блоку силою E_{i-1} , а вплив нижчерозташованої частини - аналогічно силою E_i . У загальному випадку Г.М. Шахунянець приймає, що сила E_{i-1} спрямована під деяким кутом η_{i-1} до горизонту, сила E_i - під кутом η_i до горизонту і т.д. Ми ж в даному випадку припустимо, що сили E_i спрямовані по прямим, паралельним напрямку реакції утримуючої конструкції, яке приймемо горизонтальним (як це зазвичай приймається при вертикальності межі контакту ґрунту з утримуючою конструкцією). Тому всі сили E_i розглядаємо орієнтованими горизонтально, тобто $\eta_i = 0$. Пручаються зрушення i -го відсіку по площині його основи, нахиленої під кутом α_i до горизонту, сила зчеплення $c_i l_i$ і сила тертя $S_i^* \operatorname{tg} \varphi_i$ (де S_i^* - нормальна реакція основи) [19]. Нерідко на практиці зустрічаються випадки впливу на схил струменевих потоків ґрунтових вод (наприклад, на Південному березі Криму або схилах Кавказьких гір). В такому випадку гідродинамічний тиск необхідно враховувати, а зважування ґрунту - не враховувати, так як суцільне насичення ґрунтів схилу відсутнє [18].

Використання енергетичної моделі стійкості льосових масивів і методика прогнозування зсувів. Згодом цього, розберемо існуючу енергетичну модель для даного району, однак разом з даною моделлю слід застосувати профілактичні та протизсувні заходи по ліквідації зсувних процесів. Результати моделювання зсувного схилу наведені на рисунку 1.4. Варто зазначити, що моделювання за допомогою даної енергетичної моделі дозволили отримати більш досупну, а так само більш достовірну інформацію з даного зсувного схилу. Відомі два підходи до оцінки стійкості льосових схилів - механістичний і енергетичний. Перший базується на врахування сил гравітації і реакції ґрунтів, причому відмінності в методиках розрахунків стійкості стосуються геометризації передбачуваних поверхонь ковзання. Прогнозоване розрахунком нестійкий стан має збігатися з фазою "миттєвого" зсуву. У реальних інженерно-геологічних умовах цей стан не відповідає розрахунковому [20].

Другий підхід заснований на врахування стану структурних зв'язків в льосових ґрунтах. Кількісно це оцінюється енергією цих зв'язків дуже наближено і її зіставленням з роботою, яка повинна здійснитися при зсувному процесі.

Останню величину можна зафіксувати по фактичному стану зсувного тіла, проте питання прогнозованого положення кордону, де енергія зв'язків недостатня для стійкості схилу залишається відкритим.



Рисунок 1.3— Схема для розрахунку стійкості схилу

Енергія, яка може реалізуватися у вигляді роботи в зсувному процесі представляється у вигляді підсумовування енергій:

- недоуцільнення лесов в період їх геологічного утворення;
- положення льосових шарів в полі гравітації;
- тиску на кожен шар верхніх ґрунтів.

Ущільнення дисперсних порід є складним геологічним процесом, залежним від гравітаційного поля Землі і від складу і структури самих порід. Фізико-хімічні процеси при літогенезі вносять додаткові ускладнення в процес ущільнення породи. Ущільнення розглядається переважно як механічна робота, яка враховує також дифузію, поверхневий натяг, електричні, магнітні поля і т.д.

В результаті впливу гравітаційного поля на літогенез дисперсних відкладень відбувається їх ущільнення (зменшення пористості) в залежності від їх власної маси і маси верхніх відкладень, які накопичуються. Цей процес супроводжується дисипацією механічної потенційної енергії. Крім енергії недоуцільнення льосових шарів схилу, яка обмежена взаємним становищем частинок ґрунту, потенційний енергетичний ресурс цих частинок обумовлений становищем базису можливого переміщення зсувного тіла по вертикалі внаслідок сил тяжіння.

Таким чином, реальний підхід до оцінки стійкості льосового схилу може складатися в чисельному зіставленні кінцево-елементних перетинів, з розрахованими складовими енергій недоуплотнення, положення, тиску і енергії зв'язків. У зв'язку з цим, в якості реальної передумови прийнято наявність щільної кореляції показників енергії внутрішніх зв'язків в лесі і показників його фізико-механічних властивостей - щільності, модуля загальної деформації, питомого зчеплення, кута внутрішнього тертя, коефіцієнта Пуассона і коефіцієнта консолідації. Прийнята у фізиці інтерпретація поля потенціалів (в нашому випадку потенціалів активації) дозволяє по нормалям виділити прогнозні зони істотно різних процесів течії, ступеневого осідання і ліній ковзання в тілі зсуву з їх кількісною характеристикою за величиною потенціалів активації.



1.3.2. Інженерні заходи протидії і ліквідації зсувів

Будівництво споруд інженерного захисту на схилах має особливості, які зумовлені значною концентрацією об'ємів земляних робіт, різноманітням протизсувних конструкцій, стисливими строками будівництва, необхідністю використання спеціальної техніки. На зсувних та зсувонебезпечних територіях категорично забороняється робити що не передбачені проектною документацією і проектами виконання робіт і перерви в будівництві об'єктів інженерного захисту, особливо у весняні, осінні дощові періоди. Будівництво та введення в експлуатацію об'єктів інженерного захисту, а також заходів і споруд інженерного захисту повинні гарантувати безаварійне виконання робіт. Котловани, траншеї та виїмки на схилах та укосах в межах зони збільшення зсувного (обвального) тиску слід розробляти окремими захватками, залишаючи між ними ґрунт у природному стані. За необхідності слід виконувати кріплення стін виїмок. Чергову захватку слід виконувати після закінчення всіх робіт на попередній захватці, в тому числі після зворотної засипки ґрунту та його ущільнення. Розміри захваток і розривів між ними визначають в залежності від інженерно-геологічних умов зсувного (зсувонебезпечного, обвального) схилу, розмірів конструктивних частин та способів виконання робіт. Не допускають залишати розкритими котловани та траншеї, а також незакріплені укоси виїмок на період випадіння інтенсивних опадів і сніготанення. При штучному водопониженні та водовідливі із котлованів, траншей та виїмок слід проводити організоване водовідведення в постійні або тимчасові водостоки, які виключають обводнення зсувних, зсувонебезпечних та обвальних зон. Щоразу після весняного сніготанення і злив слід засипати всі промивини, для уникнення розвитку яружної ерозії. Всі нерівності, де може затримуватись та накопичуватись або надходити в ґрунтовий масив вода, повинні бути ліквідовані. Для зміцнення схилів на територіях населених пунктів слід передбачати насадження дерев тощо. До початку будівництва протиобвальних споруд інженерного захисту з нагірних

схилів та укосів повинні бути видалені нестійкі брили скельних фруктів. Будівництво на схилах та укосах поділяють на: будівництво об'єктів інженерного захисту та споруд інженерного захисту (комплексу протизсувних споруд). Послідовність робіт визначають конкретними умовами території, місцем розташування об'єктів інженерного захисту на схилі (укосі), складом і типами споруд інженерного захисту. Існує декілька схем організації послідовності виконання земляних робіт та влаштування споруд інженерного захисту;

- 1) перед зведенням об'єктів інженерного захисту
- 2) одночасно зі зведенням об'єктів інженерного захисту
- 3) після зведення основних об'єктів інженерного захисту.

Перша схема найбільш доцільна при будівництві на зсувних схилах, коли спорудження об'єкта інженерного захисту проводять під захистом споруд інженерного захисту або після проведення заходів щодо регулювання поверхневого та підземного стоків.

Другу схему застосовують при будівництві об'єкта інженерного захисту в глибоких виїмках і у разі підрізання схилу. При розробці кожного ярусу виїмки слід забезпечувати та експериментально контролювати підпізання схилу.

Третю схему використовують на відносно стійкому схилі після зведення об'єктів інженерного захисту, а потім будують споруди інженерного захисту.

На період будівництва роботи за цими схемами слід організувати так, щоб з часом ведення робіт стійкість схилу не зменшувалась [7].

1.3.3. Інженерні заходи протидії просідання земної поверхні

Для захисту споруд необхідно передбачити заходи протидії просідання земної поверхні у відповідності до вимог ДБН (поверхневе ущільнення, заміна специфічних ґрунтів на однорідні ґрунти з пошаровим трамбуванням, конструктивні заходи). Для цього [4,7]:

- попередньо замочують ґрунти в межах всієї просідаючої площі;
- збільшують заглиблення фундаменту до позначки нижче просідаючих ґрунтів;
- встановлюють по периметру фундаменту буронабивні палі;
- використовують водозахисні заходи для запобігання можливих просідань, ґрунт ущільнюють важкими трамбівками;
- влаштовують ґрунтові подушки з неспадних або ущільнених ґрунтів;
- контролюють якість засипки траншей та котлованів.

Для закріплення підстав:

- просідні лесові ґрунти в підставах існуючих будівель рекомендується усувати хімічним або термічним закріпленням;
- силікатизація і смолізація просідаючих ґрунтів здійснюється нагнітанням через систему ін'єкторів водних розчинів силікату натрію або смоли з затверджувачем;
- термічне закріплення ґрунтів, здійснюване спалюванням газового палива або електричним і в пробурених свердловинах, слід застосовувати при малій вологості з метою постійного зміцнення підстави у вигляді обпалених масивів заданої форми під фундаментами будівель і споруд.

Водозахисні заходи [4,7]:

- при експлуатації будівель необхідно використовуватися: зовнішній організований водовідвід з впорядкованим скиданням атмосферних опадів по жолобах, лотків, труб, розташованим на конструкціях будівлі; вільний або неорганізований водовідведення зі скиданням опадів безпосередньо зі звисів покрівлі та внутрішній водовідведення зі скиданням опадів по стояках і трубах, розташованим всередині будівлі.
- введення водопроводів і тепломереж, а також випуски каналізації та водостоків, розташовані нижче підлоги заглиблених споруд (підвалів, тунелів, і т.п.), слід приєднувати до внутрішніх мереж в водонепроникних приймачах, доступних для обслуговування. Днище приймача необхідно влаштовувати на позначці дна каналу для випусків.

- всі комунікації, укладені в тунелях, каналах та інших заглиблених ділянках будівель, рекомендується укладати з антикорозійним покриттям і забезпечувати захист від блукаючих струмів.

1.4. Вибір аварійного об'єкту для детального дослідження геотехнічної аварії та постановка завдань магістерської роботи.

Серед комплексу проблем, які супроводжують оцінку стійкості масивів на території Дніпра, особливу актуальність мають врахування специфічності льосів в загальному комплексі оцінки. У більшості випадків стандартні методики не враховують її, і тому дають більш оптимістичні прогнози. Про це свідчить аварійний стан будівлі гуртожитку №2 НТУ «Дніпровська політехніка», проспект Дмитра Яворницького, 17, який стався внаслідок техногенного впливу на льосові ґрунти.

Мета роботи полягала у дослідженні гідрогеомеханічних процесів при спорудженні та експлуатації будівель на льосах, на прикладі аварійного стану Гуртожитку №2 НТУ «ДП», шляхом комплексу спостережень, вимірів та аналізу інженерно-геологічної інформації для з'ясування причин деформації будинку і розробки заходів щодо їх ліквідації.

Для її досягнення були поставлені наступні завдання:

- вивчити особливості льосових ґрунтів, що визначають їх інженерно-геологічні властивості,
- проаналізувати зміну фізико-механічних властивостей льосових ґрунтів з глибиною та їх просадності, і виявити фактори, що впливають на їх зміну,
- визначити причини та фактори, що передували аварії Гуртожитку №2;
- розробити заходи щодо ліквідації деформацій будинку.

РОЗДІЛ 2.

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Загальні відомості про територію досліджень

2.1.1. Адміністративне положення та вивченість ділянки

Адміністративно досліджувана ділянка аварійної будівлі гуртожитку №2 Національного університету «Дніпровська політехніка» відноситься до Соборного району м. Дніпро і розташована на розі проспектів Гагаріна і Яворницького,17 (рис 2.1).



Рисунок 2.1 а, б – розташування гуртожитку на карті та на місцевості

Дані про інженерно-геологічні вишукування для будівництва досліджуваного будинку відсутні, а на прилеглих ділянках в різні роки вишукувальними організаціями виконувались інженерно-геологічні роботи для проектування та будівництва об'єктів цивільного призначення, а вздовж просп. Д. Яворницького - для прокладення метрополітену.

Раніше виконані вишукування включали такі види інженерно-геологічних робіт: буріння свердловин, дослідно-фільтраційні роботи, лабораторні дослідження ґрунтів і підземних вод. Результати проведених раніше робіт проаналізовані і в необхідному обсязі використані при складанні звіту, що дозволило підвищити кондиційність, достовірність та інформативність матеріалів, проаналізувати зміни інженерно-геологічних умов у часі [27,28].

2.1.2. Геоморфологія, рельєф і фізико-геологічні явища

В геоморфологічному відношенні ділянка приурочена до вододільного плато та при вододільного схилу правобережжя ріки Дніпро. Рельєф спланований насипними ґрунтами, має загальний уклін в південно-східному напрямку. Абсолютні відмітки денної поверхні (по гирлам свердловин) змінюються від 116.35м до 125.75м (Балтійська система висот). З несприятливих фізико-геологічних процесів і явищ слід відзначити наявність в геологічному розрізі великої потужності лесових ґрунтів, здатних від замочування до прояву просідання, а також інженерну діяльність людини (зношеність водовмісних старих мереж та прокладання нових, риття траншей без виконання водозахисних заходів і таке ін.) [27,28].

2.1.3. Клімат

Відповідно до даних, приведених у ДСТУ-Н В.1.1-27:2010, згідно архітектурно-будівельного районування території України, м. Дніпро знаходиться у II кліматичному районі - Південно-Східному (Степовому). Клімат відноситься до помірно-континентального, характеризується короткою малосніжною зимою і тривалим теплим літом.

Характерними особливостями клімату є: значні коливання температур протягом року, сезону, місяцю; зливовий характер літніх дощів; часті відлиги взимку, і в зв'язку з цим, нестійкий сніговий покрив; інтенсивне весняне сніготанення.

Найбільш холодним місяцем є січень із середньомісячною температурою (-5°C) – (-7°C), а найбільш теплим - липень із середньомісячною температурою ($+22.2^{\circ}\text{C}$). Середньорічна температура ($+8.5^{\circ}\text{C}$). Максимальна температура ($+40^{\circ}\text{C}$), мінімальна (-34°C). Дата переходу середньодобової температури повітря через: ($+8^{\circ}\text{C}$) - початок 19 жовтня, закінчення – 9 квітня; ($+10^{\circ}\text{C}$) - початок 10 жовтня, закінчення - 16 квітня.

Середньорічна кількість опадів становить 558мм на рік, добовий максимум 82мм. Найбільша їх кількість випадає в теплий період року - 320мм. Опади випадають у вигляді короткочасних дощів. Протягом літа бувають тривалі бездощові періоди, а восени опади характеризуються затяжними дрібними дощами. Взимку опади випадають, переважно, у вигляді снігу, але бувають і дощі. Річне число днів з опадами 80-125. Сніговий покрив лежить на протязі 70 днів з грудня по березень, середня висота покриву за зиму 15см.

Середньорічне значення відносної вологості змінюється в межах 70-80%. Мінімальне значення відносної вологості в літній період (травень-серпень) - 58-59%, максимальне (листопад-березень) - 83-89%. Середньорічний дефіцит вологості становить 3.5-4.0мм, максимальний (липень) досягає 10.1-10.6мм.

Випаровуваність становить 700-800мм. За співвідношенням річних сум опадів і випаровування м. Дніпро відноситься до зони недостатнього зволоження. Переважаючими вітрами є вітри північно-західного і південного напрямку, повторюваність яких відповідно 18% і 15%. Переважання цих вітрів зберігається в весняно-літній період, восени і взимку збільшується число днів з вітрами південно-східного напрямку (до 14.5%), в період весняної повені найбільш часті (до 17%) південні вітри. Середня швидкість вітру 3.1м/с. Найбільші середні місячні швидкості (3.8м/с) спостерігаються взимку, найменші (2.3-2.4м/с) - влітку. Сильні вітри (понад 15м/с) бувають частіше в січні і лютому (1.9 дня в кожному з цих місяців), найбільш рідко (0.5 дня в місяць) - у вересні. Максимальна швидкість вітру - 24 м/с.

2.2. Результати візуального огляду будівлі

Досліджувана аварійна будівля гуртожитку побудована в 1952 році. Будівля 5-ти поверхова, складена з білої цегли, форма будівлі П - образна (основна частина будівлі розміщена вздовж просп. Яворницького, західне крило будівлі – паралельно просп. Гагаріна, східне - перпендикулярно просп. Яворницького). По просп. Гагаріна прокладені дві низки трамвайних ліній.

Частково під будинком знаходиться підвал глибиною 2-3м, який використовується за різним призначенням (під будинком знаходиться бомбосховище, котельня та ін.). В дворовій частині будинку розташований спортмайданчик і одноповерхові будівлі. Навколо будинку і в дворі прокладені багато чисельні водогінні мережі (каналізація, водопровід).

З весни 2019 року (зі слів мешканців району) на перетині проспектів Гагаріна та Яворницького залишився шурф глибиною близько 3.0м і площею до 10м², який 5 жовтня залило водою. По опитуванню жильців встановлено, що з проблемою просідання будівлі гуртожитку місцеві жителі зверталися до міськради ще влітку.

Слід зауважити, що аналогічні шурфи відриті на тротуарі по просп. Яворницького від вул.О. Гончара до вул. Героїв Крут, а також на Соборній площі. Ці шурфи являлись місцем збору атмосферних опадів.

В зв'язку з виникненням аварійної ситуації, яка проявилась 05.10.2019 р. після випадіння великої кількості води (ливень ввечері 04.10.20149 р. і зяжний дощ 05.10.2019 р.) з боку просп. Гагаріна і вздовж стіни паралельної просп. Яворницького, утворилися провали ґрунту в денній поверхні глибиною до 1.5-2.0м. Від кута будинку від просп. Гагаріна (з боку просп. Яворницького) на стіні першого поверху гуртожитку по цегляній кладці, над двома вікнами аптеки, виникли тріщини деформації овальної форми випуклістю вверх шириною розкриття від 1см до 5-10 см. Вздовж стіни цоколь відірвався від стіни з нахилом від стіни, а асфальтне вимощення тротуару від цоколю фундаменту. В полу підвалу паралельно несучій стіні з'явилась відкрита тріщина шириною розкриття до 4-5 см.

Вранці 06.10.2019 р. для запобігання подальшого руйнування будинку, шурфи, які розкопали метробудівники для прокладки підземних комунікацій, засипали шлаком і ґрунтом, а провал, що утворився безпосередньо під гуртожитком, залили бетоном.

2.3. Оцінка інженерно-геологічних умов на період проведення вишукувань і прогноз їх зміни в часі

2.3.1. Геологічна будова

Геологічний розріз досліджуваної ділянки вивчений до глибини 21.0м і представлений комплексом четвертинних елювіально-делювіальних (ed, шари 3,5,7), еолово-делювіальних (vd, шари 4,6) і делювіальних (d I, шар 8) відкладень, з денної поверхні перекритих повсюдно сучасними техногенними насипними (t IV, шар 1) і локально ґрунтово-рослинними (e IV, шар 2) ґрунтами [26,27]. Опис виділених геолого-літологічних шарів приведено зверху вниз.

Сучасні техногенні відкладення

Шар 1 (t IV). Насипні ґрунти – з денної поверхні асфальт на шлаково-щебенистій підсишці, потім суміш суглинків і супісків лесових з ґрунтово-рослинним шаром, темно-сірих, бурих, в основному, твердої консистенції, локально в підшві шару туго-м'якопластичної консистенції, з включенням битої цегли, щебеню, шлаку, кусків бетону вмістом 5-15%, на окремих ділянках до 30-40%. За давністю утворення відносяться до злежалих. Перекривають ділянку повсюдно, потужність змінюється від 0.4м до 3.0м.

Шар 2 (e IV). Ґрунтово-рослинні ґрунти - суглинки бурі, чорні, тверді, з корінням рослин, з ходами землерийв, заповнених гумусом. Мають локальне розповсюдження. Потужність шару становить 0.4-1.0м.

Четвертинні осадові відкладення

Шар 3 (ed III pc+df). Суглинки лесові бурувато-жовті, тверді, в зоні замочування – м'якопластичні, з прожилками карбонатів, з пропарками супісків, в покрівлі шару з ходами землерийв, заповненими гумусом. Поширені повсюдно потужністю від 1.1м до 5.1м.

Шар 4 (vd III bg). Супіски лесові сірувато-жовті, бурувато-жовті, тверді, в зоні замочування пластичні, з прожилками карбонатів, з пропарками суглинків, з вкрапленнями гідроокислів марганцю, Мають повсюдне поширення. Потужність шару змінюється від 1.3м до 7.0м.

Шар 5 (ed III-II pl+kd). Суглинки лесові жовтувато-бурі до бурих, тверді, в зоні замочування напівтверді, з прожилками і жовнами карбонатів, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Поширені майже повсюдно, потужність становить 1.2-2.7м.

Шар 6 (vd II dn). Супіски лесові палево-жовті, тверді, в зоні замочування і нижче рівня підземних вод пластичні, з прожилками і жовнами карбонатів, з прошарками суглинків, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Поширення повсюдне. Потужність шару 5.5-9.1м.

Шар 7 (ed II dn). Суглинки лесові жовтувато-бурі, сірувато-бурі, тверді, з прожилками і жовнами карбонатів, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Зустрінуті в свердловині №4 потужністю 3.0м.

Шар 8 (d I nr). Суглинки червоно-бурі, тверді, з прожилками і жовнами карбонатів, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Зустрінуті в свердловині №4 розкрито потужністю 0.5м.

Глибини залягання шарів, їх потужності, поширення в межах досліджуваної ділянки ілюструються інженерно-геологічними розрізами.

2.3.2. Гідрогеологічні умови

Гідрогеологічні умови до глибини 21.0м характеризуються наявністю одного безнапірного водоносного горизонту, приуроченого до четвертинних відкладень. Сталий рівень підземних вод зафіксовано в свердловині №1 (жовтень 2019р.) на глибині 20.5м (абс.відм.103.80м) від існуючої денної поверхні.

Слід зазначити, що режим водоносного горизонту порушений через аварійні і постійні витoki з водогінних мереж, які мають великий строк експлуатації і незадовільний стан, а також інфільтрації атмосферних опадів через розкриті ями і траншеї, які довгий час знаходяться не засипаними, внаслідок чого в свердловині №5 утворилася зона замочених ґрунтів (див. креслення 2 графічних додатків). Водовмісними є лесові ґрунти шару 6 (нижче

рівня підземних вод), а в зонах замочування підвищену вологість мають ґрунти шарів 3-6. Коефіцієнти фільтрації ґрунтів зони аерації і водовмісних ґрунтів наступні: суглинків (шари 3,5,7) - 0.3м/добу; супісків (шари 4,6) - 0.6-0.8м/добу, суглинків (шар 8) - <0.005 м/добу [27].

Відносним водотримом горизонту є нижньочетвертинні червоно-бурі суглинки, що залягають в свердловині №1 на глибині 20.5 м (абс.відм. 103.80 м). Розвантажуються водоносний горизонт в бік річки Дніпро.

2.3.3. Геотехнічна характеристика ґрунтів

Досліджувана товща ґрунтів за номенклатурними ознаками і властивостями, згідно ДСТУ Б В.2.1-2-96, розділена на 12 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), у межах яких товща є статистично однорідною за складом й властивостями. Нумерація ІГЕ відповідає нумерації виділених шарів.

В зв'язку з наявністю зони замочування ґрунтів на два інженерно-геологічних елементи, кожний, розділені такі ґрунти: суглинки (шари 3,5), супіски (шари 4,6): – твердої консистенції - ІГЕ-3-6, що залягають за межами зон замочування; м'якопластичної і пластичної консистенції - ІГЕ-3а,4а,5а,6а – в зоні замочування та нижче рівня підземних вод (ІГЕ-6а - сврд.№1). Окремі значення й статистичні параметри характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів, нормативні та розрахункові показники (для ґрунтів ІГЕ-4а,5а,6а прийняті по ґрунтам ІГЕ-4-6, випробуваними в природному і в водонасиченому стані) в [27]. Показники просадних властивостей ґрунтів ІГЕ-3-7 приведені в [27,28].

Фізичні і деформаційні характеристики виділених ґрунтів природного стану і замочених зон виконувалось лабораторним методом. Деформаційні і просідні характеристики ґрунтів (ІГЕ-3-7) отримані за компресійними випробуваннями методом "двох кривих" до навантаження 0.3-0.4 МПа. Модуль загальної деформації розраховувався з урахуванням коригуючого коефіцієнта K_p , який вводиться для зіставлення модуля, отриманого

лабораторними методами, і дослідними випробуваннями ґрунтів пресиометром. Характеристики міцності ґрунтів ІГЕ-3-7, визначені методом одноплощинного зрізу у водонасиченому стані за схемою повільного консолидовано-дренованого зрізу ступенями тисків 0.1-0.2-0.3МПа, прийняти за матеріалами досліджень минулих років.



КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

РОЗДІЛ 3.

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ
НА БУДІВЛЮ ГУРТОЖИТКУ №2 НТУ «ДП», ПРИЧИНИ, НАСЛІДКИ
АВАРІЇ**3.1. Стислий аналітичний огляд фактичних даних і матеріалів станом на 04.11.2019 р. (за звітом проф. Садовенко І.О. [27])**

Згідно [26], будівля гуртожитку №2, де сталось аварійне просідання фундаменту, входить до меж нагорної частини міста Дніпро, яка розташована на льосових геологічних відкладах, що становлять ґрунтові основи всіх існуючих будівель.

За період останніх 25-30 років відбулось фонове формування поверхні рівня ґрунтових вод на глибинах $\approx 15-20$ м, у порівнянні з глибинами $\approx 30-40$ м, що передували цьому. Цей фактор викликав фонові (площинні) осідання поверхні і фундаментів будівель внаслідок специфічних властивостей льосів, які при зволоженні, що перевищує критичну величину, просідають (деформуються).

Фахівці пов'язують явище площинного підйому рівня ґрунтових вод з техногенними витокami з водонесучих комунікацій (галузевий норматив від 17.02.2004 р. №33 [26,25] встановлює допустимі витоки з мереж близько 20%). За дослідженнями стосовно аварії, що сталася, слід навести наступне [26] (книга 1, стор. 14): «В ході проведених досліджень встановлені зони замочених ґрунтів (ПЕ-3а,4а,5а,6а), розташовані в районі аварійної частини будівлі гуртожитку, а також біля південно-східної частини будівлі (креслення 1 графічних додатків).

Візуальний опис ґрунтів і лабораторні дослідження природної вологості по відібраним пробам з усіх пробурених свердловин поза зоною замочування мають природну вологість майже вдвічі менше, ніж в зафіксованій зоні обводнення.

Наявність замочених зон свідчать про техногенний вплив на ґрунти зони аерації - витік води з водогінних мереж, порушення асфальтного покриття та ін.». Щодо фонових осідань слід вказати на значне зниження просадних властивостей ґрунтів у капілярній зоні над рівневою поверхнею ґрунтового водоносного горизонту (лабораторні дані [26,27], книга 1).

Стосовно частин будівлі гуртожитку №2, що прилягають до аварійного просідання, є наступне тлумачення [26,27] (книга 1, стор. 11): «Результати лабораторних робіт дозволяють припускати, що замочування ґрунтів в цій частині відбулося в два етапи:

- обводнення верхньої частини ґрунтового масиву за рахунок акумуляції води аварійного потоку;
- обводнення ґрунту на більших глибинах є наслідком витоку із водонесучих комунікацій котельної, що розташована в підвальному приміщенні гуртожитку №2.»

За даними того ж джерела [26,27], свердловина 7 з іншого боку будівлі за приведеним графіком змін вологості ґрунтів з глибиною не фіксує результати аналогічні свердловині №5, там же наведені окремі значення фізичних характеристик ґрунтів і графіки зміни природної вологості з глибиною по свердловинах №№1-15, які близькі до свердловини №7. З цього приводу слід вказати на суттєве зниження вологості ґрунтів в напрямку між свердловинами 5 та 7, де відбувається суттєва асиметрія куполоподібного насичення з підвалу котельної, якщо таке існує. Не зайвим свідченням цього протиріччя є зони аналогічні свердловині 7, які фіксуються на значній відстані у напрямку проспекта Гагаріна (свердловини 9, 13) [26,27]. Отже вплив котельної не відрізняється від загального фону.

Реакція багатьох будівель (в т.ч. гуртожитку №2) нагорної частини міста на означений процес є різною і залежить від їхнього конструктивного стану, але в більшості випадків деформації не є аварійними.

Аварійній ситуації, що склалась 05.10.2019, передувало локальне інтенсивне живлення водою ґрунтової товщі між рівнем ґрунтових вод і

поверхнею. За даними Дніпропетровського регіонального центру гідрометеорології, 05.10.2019 р. за добу кількість опадів склала 56 мм, а місячна норма для жовтня складає 31 мм. Це сформувало швидкоплинне куполоподібне зволоження льосових ґрунтів з перевищенням критичного, яке викликало провалля відмостки у кутовій частині будівлі гуртожитку №2, ґрунтової основи і просідання фундаменту. Джерелом живлення нисхідної фільтрації був котлован на відстані кілька метрів від кутової частини будинку. Більше року котлован був відкритий без будь-якого водозахисного огороження. З урахуванням ухилів асфальтованої поверхні і часу, поглинання води склало близько 10 м³, а куполоподібна фільтрація станом на 13.10.2019 проявилась у підвалі будівлі у вигляді рідких капель із зони відриву несучої стіни і фундаментних блоків (кутова частина будівлі), що відповідає фільтраційним властивостям льосового ґрунту і контуру водонасичення. За декілька днів водопрояви припинились.

Є підстави [26,27] для твердження, що підсилення фільтраційної течії в напрямку кутової частини будинку і далі вздовж будівлі через зворотню засипку до зони розвантаження (р. Дніпро), було підсилене гідравлічним розмивом ґрунту при безтраншейній прокладці комунікацій. В [33] на стор. 129 вказано на прокол ґрунту, що вкрай сумнівно. Позитивним є факт відсутності зволоження підлоги підвалу, що підтверджує формування техногенної течії вздовж будівлі у зворотній засипці. Це також фіксується даними геофізичних досліджень [26,27].

Суфозійне розущільнення ґрунтової основи будинку гуртожитку на даний час слід виключити за відсутності нагальних і попередніх його проявів, але не слід виключати суфозійну течію між котлованом біля кута будинку гуртожитку, а також котлованом поблизу пам'ятника генералу Ю.Г.Пушкіну (візуальний об'єм викопного ґрунту екскаватором вказував на глибину ~ 5 м, а цього достатньо для формування градієнту течії (понад 0,4) між котлованами, що викликають суфозійне розущільнення льосів [20]). Це узгоджується з даними зміни вологості у свердловині №2 [27], де наведені

значення фізичних характеристик ґрунтів і графіки зміни природної вологості з глибиною по свердловинах №№1-15). Слід також зазначити, що провалля відмостки біля кута будинку, а також просідання фундаменту з відривом від несучої стіни, та аркоподібна тріщина з розкриттям, що візуалізується у межах 10 см, відповідають лабораторним визначенням відносного просідання 3-5 % і обмежуються шарами ґрунту, які просіли до глибини 10 м. Це локалізувало аварійне просідання. Також цьому сприяло оперативне бетонування провалля, що уповільнило наступні деформації.

Геологічний розріз досліджуваної ділянки вивчений до глибини 21.0 м і представлений комплексом четвертинних елювіально-делювіальних (ed, шари 3,5,7), еолово-делювіальних (vd, шари 4,6) і делювіальних (dl, шар 8) відкладень, з денної поверхні перекритих повсюдно сучасними техногенними насипними (tIV, шар 1) і локально ґрунтово-рослинними (e IV, шар 2) ґрунтами.

Гідрогеологічні умови до глибини 21.0 м характеризуються наявністю одного безнапірного водоносного горизонту, приуроченого до четвертинних відкладень. Сталий рівень підземних вод зафіксовано в свердловині №1 (жовтень 2019 р.) на глибині 20.5 м (абс.відм.103.80 м) від існуючої денної поверхні.

Слід зазначити, що режим водоносного горизонту порушений через аварійні і постійні витoki з водогінних мереж, які мають великий строк експлуатації і незадовільний стан, а також інфільтрації атмосферних опадів через розкриті ями і траншеї, які довгий час знаходяться не засипаними, внаслідок чого в свердловині №5 утворилася зона замочених.

Водовмісними є лесові ґрунти шару 6 (нижче рівня підземних вод), а в зонах замочування підвищену вологість мають ґрунти шарів 3-6. Коефіцієнти фільтрації ґрунтів зони аерації і водовмісних ґрунтів наступні: суглинків (шари 3,5,7) - 0.3 м/добу; супісків (шари 4,6) - 0.6-0.8 м/добу, суглинків (шар 8) - <0.005 м/добу.

Відносним водотримом горизонту є нижньочетвертинні червоно-бурі суглинки, що залягають в свердловині №1 на глибині 20.5м (абс.відм.103.80м).

Розвантажуються водоносний горизонт в бік річки Дніпро.

3.2. Результати додаткових досліджень у період з 20.10.2019 р. до 04.11.2019 р.

У цій частині роботи наведені дані фото фіксації стану будівель, які підтверджують висновки в [31] та тлумачення попереднього розділу 1, щодо формування фонових деформаційних ушкоджень будівель Нагорної частини м. Дніпро, які не є аварійними. У фотодокументах п. 3.2.1 зафіксовані деформації будівель, що експлуатуються, а також надана планова схема розташування об'єктів фотофіксації (рис. 3.1), які за віком і конструктивними особливостями близькі до аварійного об'єкту, що досліджується.

У п. 3.2.1 наведена фотохроніка стану технологічних об'єктів, що передувало аварії та її розвиток (26.10.2018 р. – 06.10.2019 р.) щодо будівлі гуртожитку №2 (проспект Яворницького, 17).

3.2.1 Фотодокументи фонового стану будівель Нагорної частини міста Дніпро [25].



Рисунок 3.1 – розташування точок фотофіксації деформацій будівель, схожих за віком та конструкцією з гуртожитком № 2 НТУ «ДП»: у колі показаний аварійний об'єкт, червоними стрілочками – місця фотофіксації



Рисунок 3.2 – будівля по вул. О.Гончара, 6. Будівля по вул. О.Гончара, 8. Вид з вул. Шевченка, магазин «Світ пригод» (440 м від гурт. №2)



Рисунок 3.3 – вул. Пісаржевського, 1а, будівля ДП «НДТГ ім. Я.Ю.Осади». Вид з вул. О.Гончара, біля в'їзду у двір, навпроти салону «Ногіток» (486 м від гурт. №2)





Рисунок 3.5 – будівля гуртожитку на розі вул. Чернишевського та пр. Гагаріна (пр. Гагаріна, 33). Вид з пр. Гагаріна (660 м від гурт №2)



Рисунок 3.6 – будівля гуртожитку на розі вул. Чернишевського та пр. Гагаріна (пр. Гагаріна, 33). Вид з пр. Гагаріна (укрупнено) (660 м від гурт. №2)



КАФЕДРА ПІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

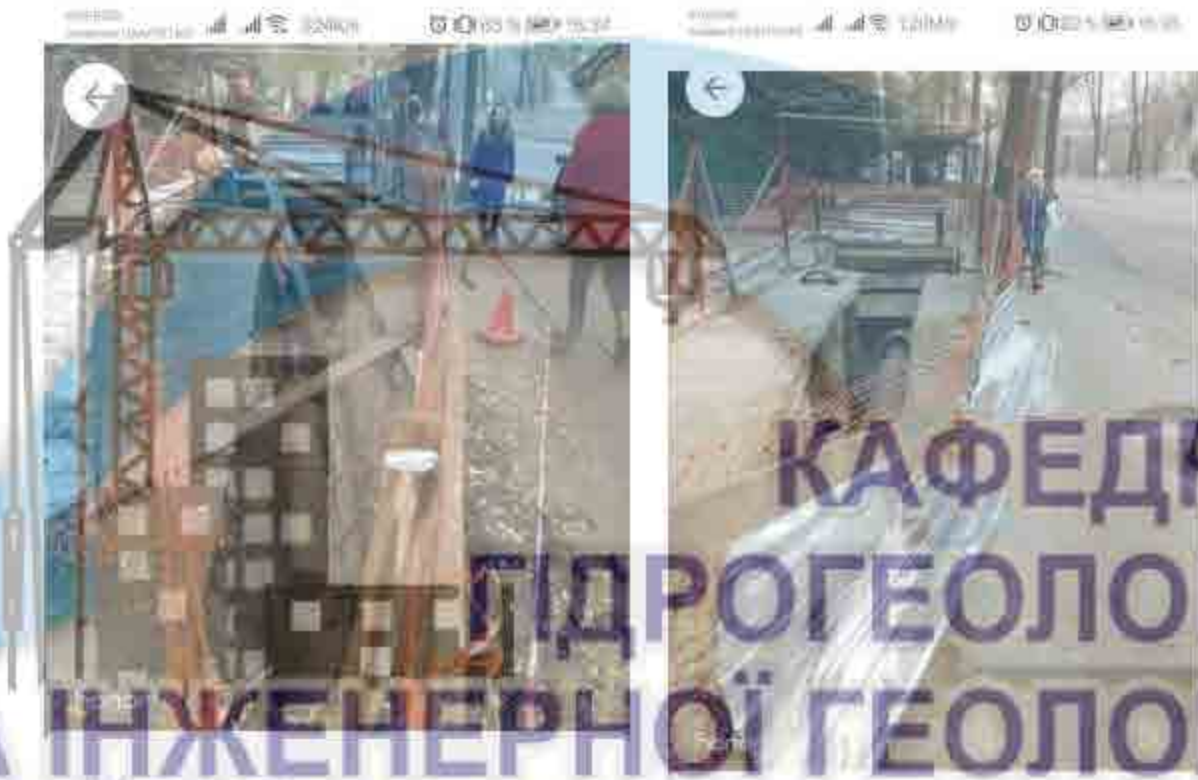
Рисунок 3.7- 3.8– будівля на пр. Гагаріна, 31 (біля ТЦ «ДеллМар») (571 м від гурт. №2); будівля на пр. Гагаріна (біля ТЦ «ДеллМар») (569 м від гурт. №2)



КАФЕДРА
ГІДРОГЕОЛОГІЇ
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

Рисунок 3.9 – пр. Гагаріна, 11, будівля гуртожитку №2 ДметАУ, біля зупинки громадського транспорту по пр. Гагаріна (256 м від гурт. №2)

3.2.2. Фотохроніка стану технологічних об'єктів, що передувала аварії та її розвиток (26.10.2018 р. – 06.10.2019 р.).



26 октября 2018 г.
10:11:28 (UTC+3)

IMG_20181026_130902.jpg
11,88 Мбайт · 2018 x 1308 · 12 Мп

16 ноября 2018 г.
10:11:28 (UTC+3)

Рисунок 3.10 а, б – вигляд котловану на тротуарі в напрямку від буд. 19 до буд.21 по пр. Д.Яворницького на 26.10.2018 р. та 16.11.2018 р. (перехрестя пр. Д.Яворницького та вул. О.Гончара)

13:42 1.34K/s 82% 15:3 3308/104470mm 81% 15:3



КАФЕДРА

ГІДРОГЕОЛОГІЇ

ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

16 ноября 2018 г.

11:41:46 AM

IMG_20181116_093941.jpg

11.16.18 11:41:46 AM

16 ноября 2018 г.

11:41:46 AM

IMG_20181116_103046.jpg

16.11.18 11:41:46 AM

HUAWEI STF-L09

f/2.2 1/125 3.95mm ISO50

HUAWEI STF-L09

f/2.2 1/50 3.95mm ISO50

Рисунок 3.11 а, б – вигляд котловану на перехресті проспектів Д.Яворницького та Гагаріна поблизу кута гуртожитку №2 на 16.11.2018 р. (де відбулося аварійне руйнування)



Рисунок 3.12 а, б – форма провалля біля кута гуртожитку №2 на розі пр. Гагаріна та пр. Д.Яворницького на 05.10.2019 р. (фотоматеріали ТСН-Україна, <https://www.unian.net/>)



Рисунок 3.13 – Бетонування провалля біля кута гуртожитку №2
05.10.2019 р. (фотоматеріали <https://www.unian.net/>)



Рисунок 3.14 – засипаний котлован біля кута гуртожитку №2 зі сторони
пр. Гагаріна, 05.10.2019 р. (фотоматеріали <https://www.antikor.com.ua/>)



Рисунок 3.15 а, б – засипаний котлован біля кута гуртожитку №2 зі сторони пр. Гагаріна, 06.10.2019 р. (фотоматеріали gorod.dp.ua, tsn.ua, Ukrinform)



Рисунок 3.16 – вигляд пішохідної частини біля гуртожитку №2 вздовж пр. Д. Яворницького, 06.10.2019 р. (фотоматеріали tsn.ua)

3.3 Аналітичний огляд звіту [27,28]

Стор. 21. «Зіставлення результатів геофізичних досліджень з даними геологічних вишукувань підтверджують основні висновки щодо розповсюдження ймовірних зон збільшення вологості ґрунтів, а також наявності в зоні зворотної засипки біля фундаменту гуртожитку №2 зі сторони пр. Дмитра Яворницького розуцільнених зон».

Стор. 32. «При обстеженні та оцінці технічного стану конструкцій з аналізу нормативної документації прийняті значення допустимих параметрів, що не перевищують граничні значення сумісних деформацій будівель і споруд з основою».

«На момент обстеження крен стіни по ряду «А» в осях «24-27» у межах другого, третього, четвертого та п'ятого поверхів за результатами геодезичних вимірів не перевищує нормативні граничні величини.

Горизонтальні деформації стіни по ряду «А» в осях «24-27» у межах першого поверху складають 18-20 см. Згідно класифікаційних ознак технічного стану за параметрами деформацій стіни по ряду «А» в осях «24-27» відповідає категорії технічного стану «4» - аварійний».

Стор. 34. «За результатами вимірів кренів будівлі було встановлено, що відхилення конструкцій від вертикалі не перевищують граничні».

По ряду «А» в осях «24-27» будівля зазнала значних нерівномірних деформацій основ, фундаменту та стіни, що призвело до появи горизонтальних та похилих наскрізних тріщин у стіні, зміщенням конструкцій перекриття з вузлів спирання.

По ряду «А» в осях «24-27» характер деформацій стіни подібний до прогину з максимальними значеннями просідання в осях «24-27». Зона аварійних деформацій охоплює ділянку від куту будівлі довжиною близько 9,5 м.

За результатами геометричного нівелювання максимальне значення просідання цоколю та кладки стіни склали 137 мм. Це відповідає відносній нерівномірності деформацій стіни $\Delta S/L \approx 0,0096$, що значно перевищує граничну величину. При визначенні параметрів нерівномірного просідання при геометричному нівелюванні за відм. 0.000 прийнято рівень цоколю по осі «27» за межами деформованої ділянки стіни. Наряду з просіданням основи відбулися і горизонтальні деформації стіни підвалу до 5 см та першого поверху до 20 см».

Стор. 36. «Рішення про проведення спостережень за деформаціями будівлі було прийнято фірмою самостійно, у зв'язку з тим, що ця будівля згідно із проектом знаходиться в зоні будівництва метрополітену».

Стор. 51. «За отриманими даними найбільші переміщення зафіксовані у період 06.10.2019 р. – 07.10.2019 р. для марок 1 та 2. В наступні дні також фіксується розвиток вертикальних деформацій для марок 3, 6, 17-1, 17-2, 17-3, 17-4, 17-5, 17-6, 17-7». Схема розміщення марок наведені на наступній сторінці (стор. 39).

Стор. 60-61. «Осадочні марки із найбільшим значенням осідань знаходяться у межах аварійно-небезпечної зони на ділянці будівлі, де сталося найбільше просідання ґрунту. На цій ділянці продовжувалися просідання будівлі з постійною швидкістю до 19 жовтня 2019 р. Доцільним є продовження геодезичних спостережень за деформаціями частини будівлі, обмеженої деформаційним швом до стабілізації осідань з періодичністю, визначеною за рекомендаціями відповідно до значень вертикальних переміщень».

Стор. 71. «В основі фундаментів розташована значна товща просадочних ґрунтів II типу, яка зазнала насичення водою. Це спричинило просідання ґрунтів та значні нерівномірні деформації фундаменту по ряду «А» в осях «24-27». На основі отриманих параметрів деформацій встановлено, що технічний стан фундаменту по ряду «А» в осях «24-27» - аварійний та потребує підсилення. На інших ділянках ознак значних

нерівномірних деформацій та загрози втрати стійкості основ та фундаментів на момент обстеження не зафіксовано. Необхідно виконати відновлення будівельних конструкцій згідно рекомендації, виключити можливість подальшого замочування ґрунтів. Необхідно продовжити геодезичні спостереження за деформаціями будівельних конструкцій».

Стор. 129-130. «На прилеглої до будинку території пр. Д. Яворницького проводилися роботи з прокладки інженерних мереж під тротуарами з пересіченням проїзної частини пр. Гагаріна. Нова траса указана на плані у проекті з існуючими інженерними мережами поблизу обстеженої будівлі, має позначення «В1Ø500» (синім кольором) у футлярі 710X42,1. Будівництво траси водопостачання виконувалось за технологією проколу, та передбачає улаштування водо-несучої труби у футлярі. Труба водопостачання ще незавершена будівництвом, а улаштовано лише її футляр діаметром 710 мм. Мінімальна відстань від куту будівлі по осям «А/27» до траси складає 1,66 м. Нижче за рельєфом траса змінює напрямок відхиляючись від будівлі та прокладена під тротуаром. Глибина закладення траси на розі проспектів Гагаріна та Яворницького близько 2,6 м. На розі проспектів улаштовано котлован даної мережі на відстані від будівлі близько 6,2 м. Котлован на момент аварійних деформацій будівлі не мав покриття і мав змогу накопичувати атмосферні опади. Другий непокритий асфальтовим покриттям котлован цієї мережі розташований внизу за схилом поблизу куту будівлі. Зараз виконана засипка їх ґрунтом. Нижній котлован зверху покрито шаром шлаку.

Поблизу будівлі прокладалась також підземна кабельна лінія 6-10 кВ. На плані має позначення «W» (чорним кольором). Улаштування цієї лінії поблизу гуртожитку виконувалось у відкритих траншеях глибиною близько 1 м. Її траса пересікає тротуар зі сторони пр. Гагаріна та спрямована до куту будівлі, огинаючи його проходить на мінімальній відстані до будівлі близько 0,5 м. Далі траса прокладена уздовж будівлі (зі сторони фасаду по пр.

Яворницького) на відстані від цоколя 0,5 м, потім змінює напрямок огинаючи ганок гуртожитку. Після чого траса прокладена на віддалі від фундаменту.

Згідно інформації мешканців гуртожитку траншея кабельної лінії була не закрита упродовж минулих зимового та початок весіннього періодів. Після чого була засипана ґрунтом. На момент аварійних деформацій траншея кабельної лінії була не покрита асфальтовим покриттям. Через непокриту траншею, котловани та інші порожнини могло відбуватися насичення ґрунтів основи вологою. Непокрита та засипана піщаним ґрунтом траншея кабельної лінії, що пересікала тротуар могла перехоплювати потік поверхневих стоків в періоди атмосферних опадів спрямовуючи їх по дну траншеї до куту будівлі та її в основу. Критичне водонасичення ґрунту у період довготривалих дощів могло викликати просідання будівлі. На це вказують і дані інженерно-геологічних і геофізичних вишукувань.

Під впливом замочування відбувались просідання та погіршення механічних властивостей ґрунту, що під тиском будівлі провокувало нерівномірні деформації фундаментів та наземних конструкцій, які порушили цілісність несучої стіни наскрізними тріщинами, що призвело до аварійних наслідків – втрати стійкості та загрози обвалення стіни з перекриттями в осях «А-В/24-27».

Згідно даних виконаних обстежень та геодезичних вимірювань приток вологи у ґрунт та просідання станом на 19 жовтня 2019 р. не припинились, тому все ще зберігалася загроза подальшого розвитку просідань, втрати стійкості та обвалення несучої стіни верхніх поверхів по ряду «А» в осях «24-27».

РОЗДІЛ 4.

КІЛЬКІСНЕ ОЦІНЮВАННЯ ВЕЛИЧИН ОСІДАННЯ СТРІЧКОВОГО ФУНДАМЕНТУ У ПЕРЕТИНАХ З РІЗНИМИ ЗМІНАМИ ВОЛОГОСТІ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ ДОСЛІДЖУВАНОВОГО ОБ'ЄКТА

4.1. Обґрунтування методики кількісних розрахунків осідань стрічкового фундаменту

Будівельне освоєння територій і експлуатація будівель, споруд і інших об'єктів, розташованих на слабопроникних ґрунтах, практично всюди супроводжуються накопиченням вологи в товщі ґрунтів і підйомом рівня ґрунтових вод навіть в тих випадках, коли до початку освоєння території ґрунтові води взагалі були відсутні. Такий процес називається підтопленням (чи техногенним підтопленням). Він виникає і розвивається внаслідок порушення природної динамічної рівноваги, що склалася, у водному балансі території. Ці порушення виникають в результаті практичної діяльності людини і на забудовуваних територіях зазвичай розвиваються в дві стадії - при будівництві і експлуатації [22,23,24].

Джерела підтоплення територій промислових підприємств, міст і населених пунктів розділяються на природні і штучні [23,24]. До природних джерел відносяться атмосферні опади (дощові і талі води), ґрунтові води, стік поверхневих вод з навколишніх територій, вода в пароподібній формі в ґрунтах зони аерації. До штучних джерел відносяться води, що накопичуються в різних штучних пониженнях рельєфу, котлованах, траншеях, різні відстійники, накопичувачі рідинних стоків і шламонакопичувачі, очисні споруди, об'єкти з мокрим технологічним процесом, комунікації усіх видів, що є водонесучими, та ін.

В роботі виконані розрахунки осідання стрічкового фундаменту методом пошарового підсумовування при різних умовах водонасичення ґрунту для того, щоб проаналізувати зміни осідання ґрунту при зміні вологості

з глибиною та визначити причини та фактори, що передували аварії Гуртожитку №2.

В основу методу пошарового підсумовування покладено такі припущення:

- грунт є суцільним, ізотропним, лінійно деформованим тілом;
- осідання викликане тільки дією вертикального напруження σ_z , інші складові напружень не враховуються;
- бічне розширення ґрунту в основі неможливе;
- напруження σ_z визначають під центром подошви фундаменту;
- при визначенні напруження σ_z відмінністю в стискуванні окремих шарів ґрунтів нехтують;
- фундаменти не мають жорсткості;
- деформації розглядаються тільки в межах товщі, що стискується, H_c ;
- бічне розширення ґрунту враховується коефіцієнтом β який дорівнює 0,8 незалежно від виду ґрунту.

Унаслідок складності визначення закону зменшення напружень по глибині ґрунтову товщу розбивають на ряд шарів, у межах котрих тиск можна вважати постійним без великої похибки. Тоді загальне осідання можна визначити з використанням виразу для елементарного шару, підсумовуючи осідання окремих шарів у межах товщі, що стискується.

На Рис.4.1. показана схема визначення осідання методом пошарового підсумовування. Умовні позначення такі: DL — позначка планування; NL — позначка поверхні природного рельєфу; FL - позначка подошви фундаменту; $B.C$ - нижня межа товщі, що стискується; d і d_n — глибини закладання подошви фундаменту від рівня природного рельєфу і рівня планування; p - середній тиск під подошвою фундаменту; F_v - рівнодіюча зовнішніх вертикальних сил на обрізі фундаменту.

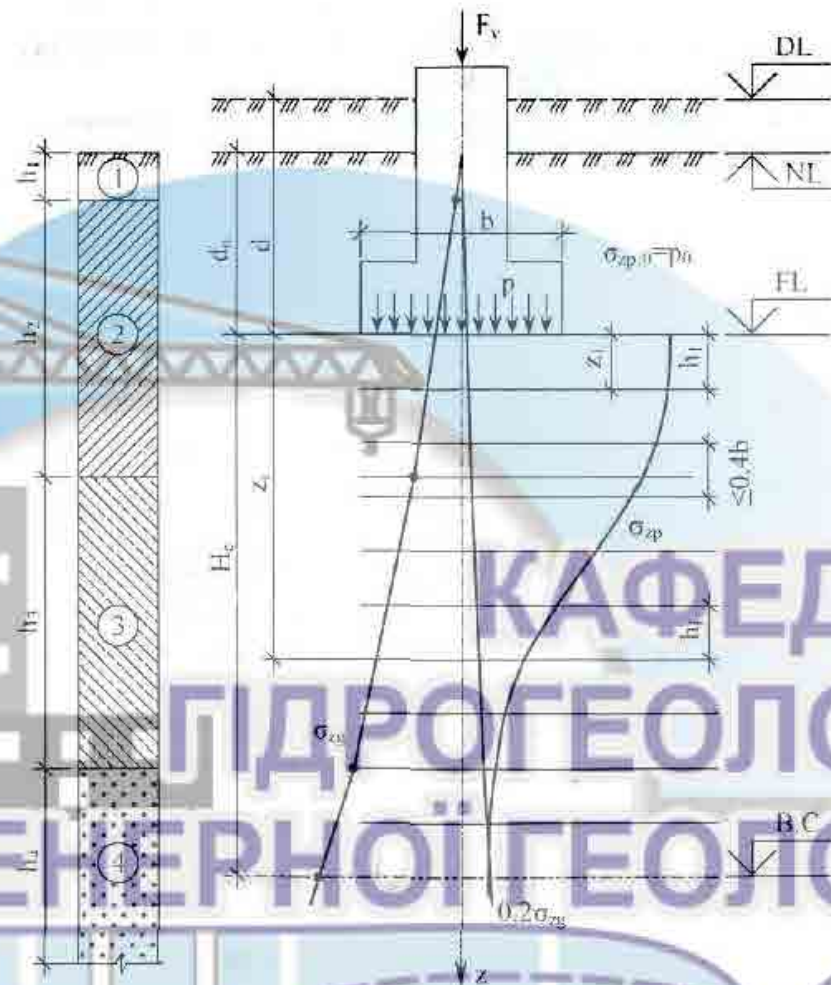


Рисунок. 4.1 – Схема до визначення осідання за методом пошарового додавання

Порядок ведення розрахунку:

1. На геологічний розріз наносять контур фундаменту.
2. Будується епюра напружень σ_{zg} від власної ваги ґрунту.
3. Визначають тиск p , який діє по підшві фундаменту.
4. Визначають додатковий тиск на рівні підшви фундаменту

$$p_0 = \sigma_{zp0} = p - \sigma_{zg0}, \quad (4.1)$$

де σ_{zg0} — природний тиск на рівні підшви фундаменту.

5. Розбивають товщу нижче від підшви фундаменту на елементарні шари товщиною $z = 0,4b$ (для полегшення інтерполяції). У межах кожного виду

грунту потрібно виділити цілу кількість елементарних шарів, тому останній елементарний шар може бути меншим, ніж $0,4b$.

6. Визначають коефіцієнти затухання напружень по глибині $\alpha = f\left(\frac{2z}{b}; \frac{l}{b}\right)$ залежно від глибини z і співвідношення l/b , де l - довжина бік фундаменту.

7. Будують епюру додаткових вертикальних напружень $\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp0}$. Значення коефіцієнта α знаходять в таблиці 4.1.

8. Визначають нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший, ніж природний $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$.

Для графічного визначення нижньої межі товщі, що стискується, епюру природного тиску зменшують у п'ять разів і відкладають з того боку осі z , де побудована епюра σ_{zp} . Точка перетину епюр визначає нижню межу товщі, яка стискується.

Для слабких ґрунтів ($E < 5$ МПа) на нижній межі товщі, котра стискується, повинна виконуватися умова $\sigma_{zp} \leq 0,1 \cdot \sigma_{zg}$.

Загальне осідання визначають як суму осідань окремих елементарних шарів із виразу

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}, \quad (4.2)$$

де σ_{zpi} - середнє значення додаткового тиску в i -му елементарному шарі; h_i , E_i - відповідно, товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту; n - кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискується [21,22].

Таблиця 4.1

Значення коефіцієнта α

Коефіцієнт α для фундаментів								
ε	Круглих	Прямокутних із співвідношенням сторін $\eta = l/b$, що дорівнює						Стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755

1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітка 1. У таблиці позначено: b - ширина або діаметр фундаменту, l - довжина фундаменту.
Примітка 2. Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = A/\pi$.
Примітка 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

4.2. Вибір розрахункових перетинів(профілів) на основі інженерно-геологічних досліджень

В зв'язку з незадовільною експлуатацією старих підземних водогінних мереж і інженерною діяльністю людини (розриті і не ліквідовані глибокі шурфи для прокладки комунікацій метрополітену) відбулось різке збільшення інфільтрації води в ґрунт в момент ливня і зatoryжного дощу. Через розритий тротуар і рихлі насипні ґрунти зворотнього засипання під тротуаром будинку ливневі води поступили під фундамент будинку, почалося локальне

замочування лесових просідаючих ґрунтів, внаслідок якого проявились аварійні деформації будинку.

В ході проведених досліджень встановлена **зона замочених ґрунтів (ПГЕ-3,4,5,6)**. Водовмісними є лесові ґрунти шару 6 (нижче рівня підземних вод), а в зонах замочування підвищену вологість мають ґрунти шарів 3-6. Коефіцієнти фільтрації ґрунтів зони аерації і водовмісних ґрунтів наступні: суглинків (шари 3,5,7) - 0.3м/добу; супісків (шари 4,6) - 0.6-0.8м/добу, суглинків (шар 8) - <0.005 м/добу [27,28]. Розвантажується водоносний горизонт в бік річки Дніпро.

Зона замочених ґрунтів на території вишукувань має нерівномірне розповсюдження як по площі так і по глибині. Ділянки з наявністю ґрунтів з максимальною вологістю спостерігаються біля зони аварійної частини будівлі, а також особливо в районі свердловини №5 і свердловини №7 (північно-східне крило гуртожитку)[25,26,27,28].

За результатами вишукувань встановлено, що найбільш обводнена свердловина №7. В верхній частині геологічного розрізу (в інтервалі 1.5-6.3м) в цій свердловині величини значень вологості досягають 0.20-0.21ч.од. і ґрунти знаходяться в стані близькому до повного водонасичення. Далі з глибиною вологість ґрунтів поступово зменшується до 0.16 ч.од., але потім знову зростає до 0.22ч.од. На Рис. 4.2 графік зміни природної вологості з глибиною по свердловині 6,7,8.

Результати лабораторних робіт дозволяють припускати, що замочування ґрунтів в цій частині відбулося в два етапи:

- обводнення верхньої частини ґрунтового масиву за рахунок акумуляції води аварійного потоку;
- обводнення ґрунту на більших глибинах є наслідком витоку із водонесучих комунікацій котельної, що розташована в підвальному приміщенні гуртожитку №2)[27,28].

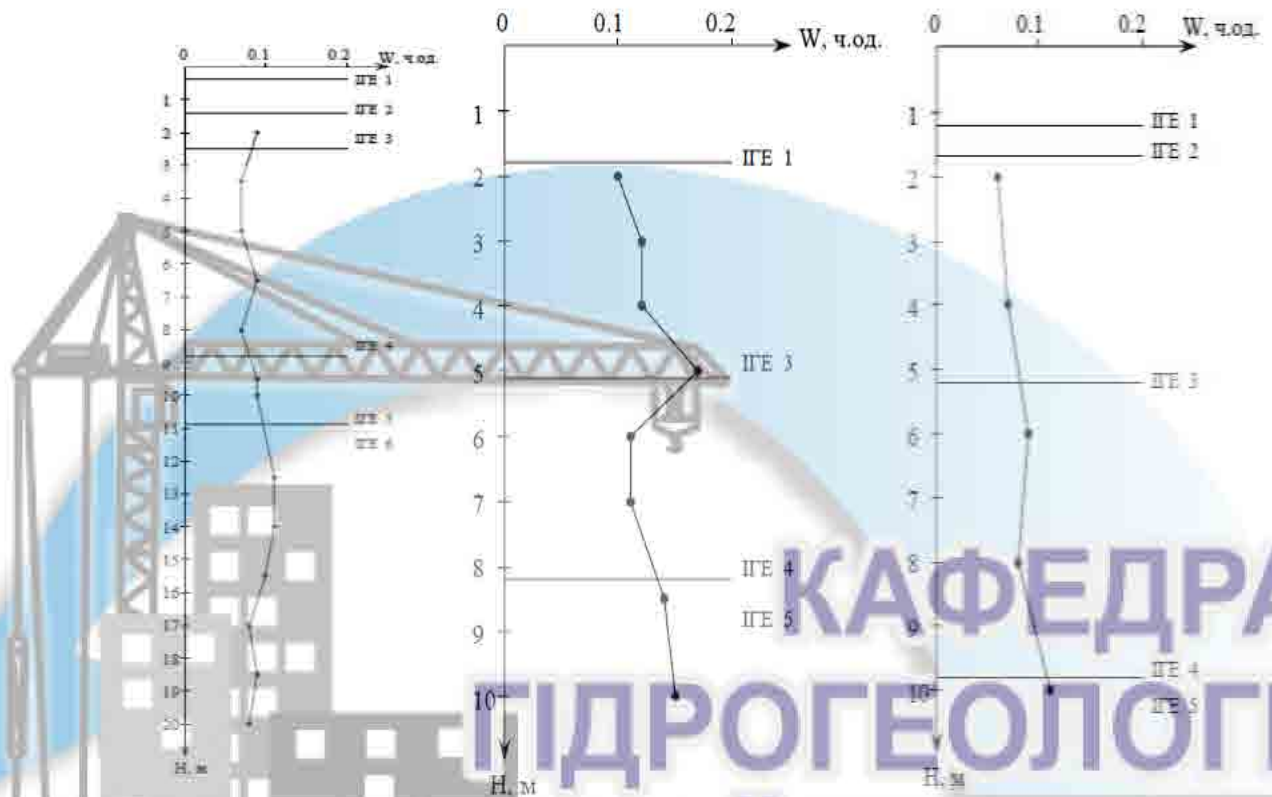


Рисунок 4.2 – Графік зміни природної вологості з глибиною по свердловині 6,7,8

Результати проведених досліджень вказують на можливість зв'язку руху аварійного потоку води вздовж фундаменту будівлі гуртожитку, з акумуляцією води в районі свердловини №5, де відмічено замочування насипних ґрунтів зворотної засипки. Підвищена вологість ґрунтів в свердловині №7, в інтервалі 4.5-5.5м, до 0.17ч.од. можливо пов'язана з витокami з водонесучих комунікацій (каналізаційна система по просп. Гагаріна).

Слід зазначити, що режим водоносного горизонту порушений через аварійні і постійні витокi з водогінних мереж, які мають великий строк експлуатації і незадовільний стан, а також інфільтрації атмосферних опадів через розкриті ями і траншеї, які довгий час знаходяться не засипаними, внаслідок чого в свердловині №7 утворилася зона замочених ґрунтів (див. Рис.4.3).

Водовмісними є лесові ґрунти шару 6 (нижче рівня підземних вод), а в зонах замочування підвищену вологість мають ґрунти шарів 3-6. Коефіцієнти фільтрації ґрунтів зони аерації і водовмісних ґрунтів наступні: суглинків (шари 3,5,7) - 0.3м/добу; супісків (шари 4,6) - 0.6-0.8м/добу, суглинків (шар 8) - <0.005м/добу

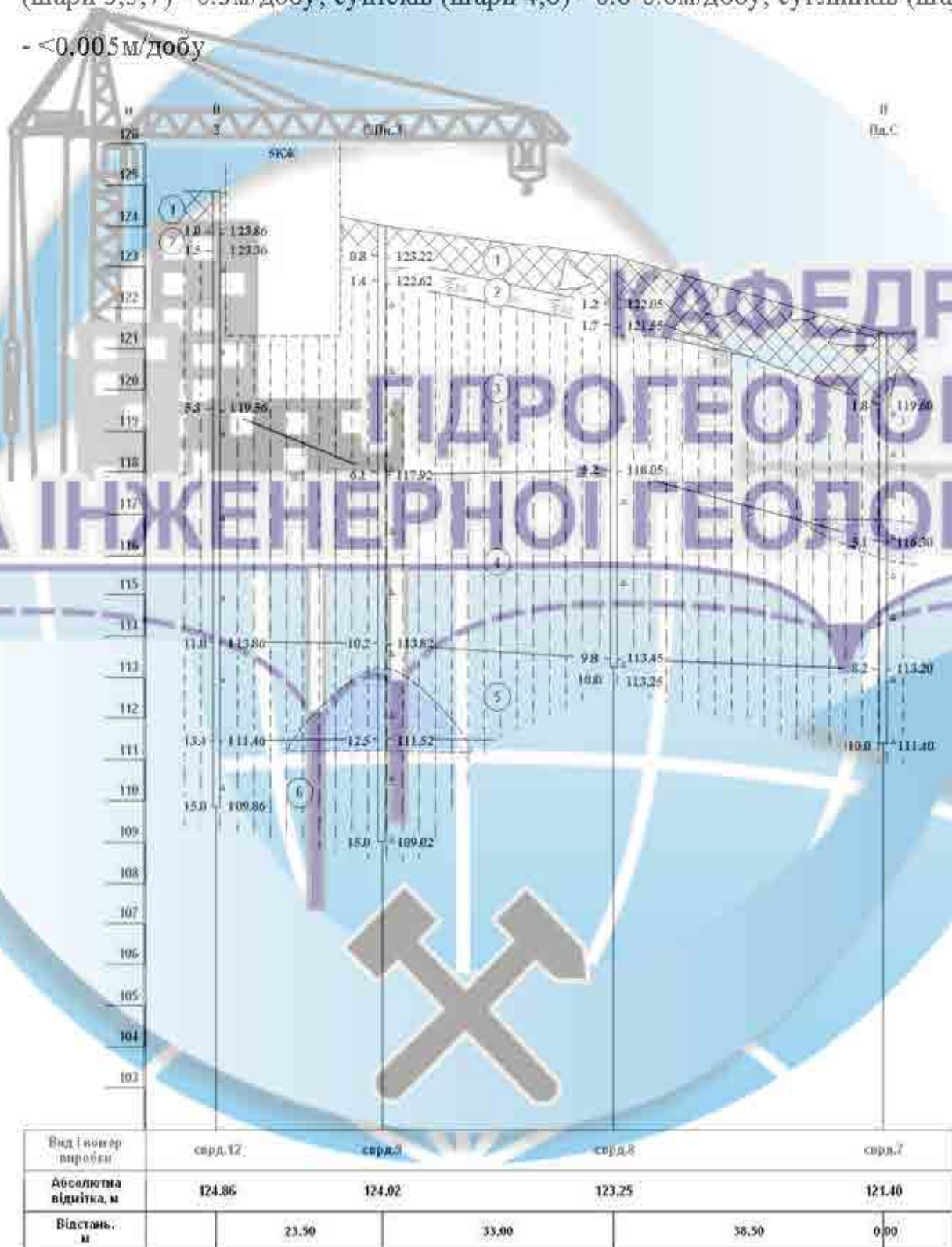


Рисунок 4.3 – Інженерно-геологічний розріз за лінією свердловин 12-9-8-7

№ IGE	Стратиграфічний індекс	Літологічний розріз	Опис ґрунтів	Глибина підстави, м	Потужність, м	Сталій рівень підземних вод, м
1	t IV		Насипні ґрунти – асфальт на шлаково-щебеністій підсиці, далі суміш суглинок і супісків лесових з ґрунтово-рослинним шаром, темно-сірих, бурих, тверді, з включенням битої цегли, щебеню, шпалу, кусні бетону вмістом 5-40%.	1.2	1.2	відсутні
2	e IV		ґрунтово-рослинні ґрунти – суглинок бурі, чорні, тверді, з корінними рясинами з ходами землерів, заповнених гумусом.	1.8	0.6	
3	ed III pc+df		Суглинок лесові, бурувато-жовті, тверді, леді пилуваті, високопористі, просідаючі, з прожилками карбонатів, з пров'язкою супісків, в покритій шару з ходами землерів, заповненими гумусом.	6.2	4.4	
4	vd III ba		Суглинок лесові, сірувато-жовті, бурувато-жовті, пилуваті, тверді, низькопористі, просідаючі, з прожилками карбонатів і пров'язкою супісків, з вкрапленнями діоксиду марганцю.	8.6	2.8	
5	ed III ll pl+kd		Суглинок лесові, жовтувато-бурі до бурих, леді пилуваті, тверді, низькопористі, просідаючі, з прожилками жовтих карбонатів, з вкрапленнями діоксиду марганцю.	9.7	1.2	
6	vd II dn		Суглинок лесові, палево-жовті, пилуваті, тверді, низькопористі, просідаючі, з прожилками жовтих карбонатів, з пров'язкою супісків, з вкрапленнями діоксиду марганцю.	15.0	5.3	

Рисунок 4.4 – Інженерно-геологічна колонка для свердловини 9

Опис виділених геолого-літологічних шарів приведено зверху вниз.

Сучасні техногенні відкладення

Шар 1 (t IV). Насипні ґрунти – з денної поверхні асфальт на шлаково-щебеністій підсиці, потім суміш суглинок і супісків лесових з ґрунтово-рослинним шаром, темно-сірих, бурих, в основному, твердої консистенції,

локально в підшві шару туго-м'якопластичної консистенції, з включенням битої цегли, щебеню, шлаку, кусків бетону вмістом 5-15%, на окремих ділянках до 30-40%. За давністю утворення відносяться до злежалих. Перекривають ділянку повсюдно, потужність змінюється від 0.4м до 3.0м.

Шар 2 (e IV). Ґрунтово-рослинні ґрунти - суглинки бурі, чорні, тверді, з корінням рослин, з ходами землерийв, заповнених гумусом. Мають локальне розповсюдження. Потужність шару становить 0.4-1.0м.

Четвертинні осадові відкладення

Шар 3 (ed III pc+df). Суглинки лесові бурувато-жовті, тверді, в зоні замочування – м'якопластичні, з прожилками карбонатів, з прошарками сугісків, в покрівлі шару з ходами землерийв, заповненими гумусом. Поширені повсюдно потужністю від 1.1м до 5.1м.

Шар 4 (vd III bg). Суглинки лесові сірувато-жовті, бурувато-жовті, тверді, в зоні замочування пластичні, з прожилками карбонатів, з прошарками сугісків, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Мають повсюдне поширення. Потужність шару змінюється від 1.3м до 7.0м.

Шар 5 (ed III-II pl+kd). Суглинки лесові жовтувато-бурі до бурих, тверді, в зоні замочування напівтверді, з прожилками і жовнами карбонатів, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Поширені майже повсюдно, потужність становить 1.2-2.7м.

Шар 6 (vd II dn). Суглинки лесові палево-жовті, тверді, в зоні замочування і нижче рівня підземних вод пластичні, з прожилками і жовнами карбонатів, з прошарками сугісків, з вкрапленнями гідроокислів марганцю. Поширення повсюдне. Потужність шару 5.5-9.1м

Окремі значення й статистичні параметри характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів, нормативні та розрахункові показники (для ґрунтів ПГЕ-4а,5а,6а прийняті по ґрунтам ПГЕ-4-6, випробуваними в природному і в водонасиченому стані) в [27]. Показники просадних властивостей ґрунтів ПГЕ-3-6 приведені в [27]. Фізичні і деформаційні характеристики виділених ґрунтів природного стану і замочених зон

виконувалось лабораторним методом. В результаті статистичної обробки результатів лабораторних досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів визначені наступні нормативні та розрахункові характеристики у вигляді таблиць (табл.4.2)

Таблиця 4.2

Фізико-механічні властивості інженерно-геологічного елемента

Найменування параметру	Нормативні значення для ІГЕ 3	Нормативні значення для ІГЕ 4	Нормативні значення для ІГЕ 5	Нормативні значення для ІГЕ 6
Пит.ваг. част.гр.,кН/м ³	26,29	26,07	26,29	26,19
Пит.вага ґрунту,кН/м ³	15,37	16,04	16,84	16,26
Пит.вага сух.гр.,кН/м ³	13,73	14,65	14,87	15,20
Пит.ваг.водон.гр.,кН/м ³	18,18	18,73	18,92	19,11
Пит.ваг.зваж.гр.,кН/м ³	8,60	9,13	9,32	9,51
Вологість на гр.текуч	0,24	0,26	0,24	0,25
Волог. на гр. роскоч	0,16	0,2	0,15	0,19
Число пластичності	0,08	0,06	0,09	0,06
Вологість природна	0,12	0,10	0,13	0,07
Волог. водонасичення	0,32	0,28	0,27	0,26
Показник текучості	-0,58	-1,61	-0,23	-1,9
Показ. текуч.водон.гр	2,05	1,35	1,37	1,12
Щільн. част. гр.,г/см ³	2,68	2,66	2,68	2,67
Щільність ґрунту,г/см ³	1,57	1,64	1,72	1,66
Щільн.сух.ґрунту,г/см ³	1,4	1,49	1,52	1,55
Щільн.водон. гр.,г/см ³	1,85	1,91	1,93	1,95
Щільн. зваж. гр.,г/см ³	0,88	0,93	0,95	0,97
Пористість	0,48	0,44	0,43	0,42
Коеф.порис.прир.складу	0,92	0,78	0,77	0,72
Ступінь вологості	0,35	0,32	0,46	0,26
Нестача водонасичення	0,20	0,18	0,14	0,19
Модуль деформації природної вологості гр. МПа	9,1	17,4	18,9	18,3
Модуль деформації при водонасиченому гр. МПа	11,3	14,2	15	15,9
Модуль деформації при вологості гр. МПа	7,58	5	6,9	8,4
Модуль деформації при кретичних значення вологості ґрунту гр. МПа	2,9	4,08	6,81	7,29

4.3. Результати розрахунків осідань фундаменту в обраних перетинах

У даній роботі були виконані розрахунки для різних умов при водонасиченості ґрунту. Розрахунки були приведені при умовах: природної водонасиченості, водонасиченому ґрунті (приведені 2 варіанти при різних показниках водонасичення) та при максимальному водонасиченні ґрунту, які передували виникненню аварії.

1 варіант розрахунку – при природній вологості (0,12 ч.од.) ґрунту з глибиною 15 м.

I. Визначаємо σ_{zg} і розрахунок епюри

$$\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot d_n, \quad (4.1)$$

де γ – щільність шару ґрунту; d_n – потужність шару ґрунту.

$$\sigma_{zg_1} = 13,39 \cdot 1 = 13,39 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_2} = 1 \cdot 13,39 + 13,39 = 27,98 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_3} = 0,8 \cdot 13,39 + 27,98 = 39,17 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки визначення σ_{zg} представлені в Таблиці 4.3

Розрахунок напруження від власної ваги фундаменту

$$P_0 = p \cdot \sigma_{z_0g} = p \cdot \gamma d_n, \quad (4.3)$$

де $P = 250$ кПа, $b = 2,5$ м.

Визначимо напруження на різних глибинах, під центром фундаменту за формулою: $P_0 = 250$

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \quad \varepsilon = \frac{2z}{b}, \quad (4.4)$$

$$1) \quad z = 1 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1}{2,5} = 0,8; \quad \alpha = 0,88$$

$$\sigma_{zp_1} = 250 \cdot 0,88 = 220 \text{ (кПа)}$$

$$2) \quad z = 2 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{2,5} = 1,6; \quad \alpha = 0,642.$$

$$\sigma_{zp_2} = 250 \cdot 0,642 = 160,5 \text{ (кПа)}$$

$$3) \quad z = 3\text{м}; \quad \varepsilon = \frac{z}{b} = \frac{2 \cdot 2,8}{2,5} = 2,24 \quad \alpha = 0,55.$$

$$\sigma_{zp3} = 250 \cdot 0,55 = 137,5 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки напруження на різних глибинах, під центром фундаменту представлені в Таблиці 4.3.

З отриманих розрахункових даних будуюмо епюру напружень σ_{zg} від власної ваги ґрунту та епюру додаткових вертикальних напружень σ_{zp} . Епора приведена на Рис.4.5.



Рисунок 4.5 – Схема епюри вертикальних напружень для стрічкового фундаменту: I - від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; II - від ваги споруди σ_{zp}

Визначили нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший, ніж природний (згідно умові $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$), тобто $30,5 \leq 0,2 \cdot 135,85$, отримали $42,5 \geq 27,17$ тобто межа додаткового тиску не відповідає умові.

Знаходимо загальне осідання фундаменту S в шарах як суму осідань окремих елементарних шарів

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zp_i}}{E_{oi}}; \quad \beta = 0,85$$

$$S_1 = \frac{h_1 \cdot \sigma_{zp1}}{E_1} = \frac{220 \cdot 1}{11300} = 0,019 \text{ (м)}$$

$$S_2 = \frac{160,5 \cdot 1}{11300} = 0,014 \text{ (м)}$$

$$S_3 = \frac{137,5 \cdot 0,8}{11300} = 0,0097 \text{ (м)}$$

Наступні розрахунки загального осідання фундаменту S в шарах, представлені в Таблиці 4.3

Розрахунок суми осідань в окремих шарах :

$$S = 0,85 \cdot (0,019 + 0,014 + 0,009 + 0,0074 + \dots + 0,0015) = 0,85 \cdot 0,081 \\ = 0,069 \text{ м} = 6,9 \text{ см}$$

Виходячи з отриманих розрахунків, загальне осідання ґрунту під стрічковим фундаментом становить 6,9 см. Результати виконаних розрахунків представлені у Таблиці 4.3

Таблиця 4.3

Результати розрахунків осадки фундаменту для стрічкового фундаменту методом пошарового підсумування

№ ПЕ	№ розрахункового шару	Потужність шару, м	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Потужність розрахункових шарів z , м	Табличний коефіцієнт α	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту на різних глибинах σ_{zp} , кПа	Осадка фундаменту S , м
ПЕ 3	1	1	13,99	1	0,88	220	0,019469
	2	1	27,98	2	0,642	160,5	0,014204
	3	0,8	39,172	2,8	0,55	137,5	0,009735
	4	0,8	50,364	3	0,42	105	0,007434
ПЕ 4	5	0,9	63,81	4,5	0,337	84,25	0,005306
	6	1	78,75	5,5	0,28	70	0,004899
	7	1	93,69	6,5	0,239	59,75	0,004181
	8	0,6	102,654	7,1	0,223	55,75	0,002341
	9	0,6	111,618	7,7	0,213	53,25	0,002236
ПЕ 5	10	0,8	123,738	8,5	0,185	46,25	0,002467
	11	0,8	135,858	9,3	0,17	42,5	0,002267

ІГЕ 6	12	0,8	147,978	10,1	0,158	39,5	0,002107
	13	0,9	161,847	11	0,143	35,75	0,002021
	14	0,8	174,175	11,8	0,135	33,75	0,001696
	15	0,8	186,503	12,5	0,126	31,5	0,001583
							$\Sigma S = 0,081$

Варіант 2 - при водоносиченому ґрунті (0,16 ч.од.)

І. Визначаємо σ_{zg} і розрахунок епори

$$\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot d_n, \quad (4.1)$$

де γ – щільність шару ґрунту; d_n – потужність шару ґрунту.

$$\sigma_{zg_1} = 15,67 \cdot 1 = 15,67 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_2} = 1 \cdot 15,67 + 15,67 = 31,34 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_3} = 0,8 \cdot 15,67 + 31,34 = 43,87 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки визначення σ_{zg} представлені в Таблиці 4.4.

Розрахунок напруження від власної ваги фундаменту

$$P_0 = p \cdot \sigma_{z_0g} = p \cdot \gamma d_n, \quad (4.3)$$

де $P = 250$ кПа, $b = 2,5$ м.

Визначимо напруження на різних глибинах, під центром фундаменту за формулою:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \quad \varepsilon = \frac{2z}{b}, \quad (4.4)$$

$$P_0 = 250$$

$$1) \quad z = 1 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1}{2,5} = 0,8; \quad \alpha = 0,88$$

$$\sigma_{zp_1} = 250 \cdot 0,88 = 220 \text{ (кПа)}$$

$$2) \quad z = 2 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{2,5} = 1,6; \quad \alpha = 0,642.$$

$$\sigma_{zp_2} = 250 \cdot 0,642 = 160,5 \text{ (кПа)}$$

$$3) \quad z = 3 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,8}{2,5} = 2,24 \quad \alpha = 0,55.$$

$$\sigma_{zp_3} = 250 \cdot 0,55 = 137,5 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки напруження на різних глибинах, під центром фундаменту представлені в Таблиці 4.4.

З отриманих розрахункових даних будуємо епюру напружень σ_{zg} від власної ваги ґрунту та епюру додаткових вертикальних напружень σ_{zp} . Епора приведена на Рис.4.6.



Рисунок 4.6 – Схема епюри вертикальних напружень для стрічкового фундаменту: I - від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; II - від ваги споруди σ_{zp} .

Визначили нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший, ніж природний (згідно умові $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$), тобто $30,5 \leq 0,2 \cdot 137,18$, отримали $46,25 \geq 27,44$, тобто межа додаткового тиску не відповідає умові.

Знаходимо загальне осідання фундаменту S в шарах як суму осідань окремих елементарних шарів

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}; \quad \beta = 0,85 \quad (4.2)$$

$$S_1 = \frac{h_1 \sigma_{zp1}}{E_1} = \frac{220 \cdot 1}{9100} = 0,024176 \text{ (м)}$$

$$S_2 = \frac{160,5 \cdot 1}{9100} = 0,01763 \text{ (м)}$$

$$S_3 = \frac{137,5 \cdot 0,8}{9100} = 0,0176 \text{ (м)}$$

Наступні розрахунки загального осідання фундаменту S в шарах, представлені в Таблиці 4.4.

Розрахунок суми осідань в окремих шарах :

$$S = 0,85 \cdot (0,024 + 0,0176 + 0,012 + 0,0092 + \dots + 0,0043) = 0,85 \cdot 0,0874 \\ = 0,0754 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$$

Виходячи з отриманих розрахунків, загальне осідання ґрунту під стрічковим фундаментом становить 7,5 см. Результати виконаних розрахунків представлені у Таблиці 4.4

Результати розрахунків осадки фундаменту для стрічкового фундаменту методом пошарового підсумування

Таблиця 4.4

№ ПЕ	№ розрахункового шару	Потужність шару, м	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту $\sigma_{zg}, \text{кПа}$	Потужність розрахункових шарів $z, \text{м}$	Табличний коефіцієнт α	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту на різних глибинах $\sigma_{zp}, \text{кПа}$	Осадка фундаменту $S, \text{м}$
ПЕ 3	1	1	15,67	1	0,88	220	0,024176
	2	1	31,34	2	0,642	160,5	0,017637
	3	0,8	43,876	2,8	0,55	137,5	0,012088
	4	0,8	56,412	3	0,42	105	0,009231
ПЕ 4	5	0,9	71,127	4,5	0,337	84,25	0,004358
	6	1	87,477	5,5	0,28	70	0,004023
	7	1	103,827	6,5	0,239	59,75	0,003434
	8	0,6	113,637	7,1	0,223	55,75	0,001922
	9	0,6	123,447	7,7	0,213	53,25	0,001836
ПЕ 5	10	0,8	137,183	8,5	0,185	46,25	0,001958
	11	0,8	150,919	9,3	0,17	42,5	0,001799
	12	0,8	164,655	10,1	0,158	39,5	0,001672
ПЕ 6	13	0,9	179,577	11	0,143	35,75	0,001758
	14	0,8	192,841	11,8	0,135	33,75	0,001475
	15	0,8	206,105	12,5	0,126	31,5	0,001377
$\Sigma S = 0,088744$							

Варіант 3 - при водонасиченому ґрунті (0,24ч.од.)

I. Визначаємо σ_{zg} і розрахунок епюри

$$\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot d_n, \quad (4.1)$$

де γ – щільність шару ґрунту; d_n – потужність шару ґрунту.

$$\sigma_{zg_1} = 18,52 \cdot 1 = 18,52 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_2} = 1 \cdot 18,52 + 18,52 = 37,04 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_3} = 0,8 \cdot 18,52 + 37,04 = 51,85 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_4} = 0,8 \cdot 18,52 + 51,85 = 66,672 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_5} = 0,9 \cdot 19,1 + 66,672 = 83,86 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки визначення σ_{zg} представлені в Таблиці 4.5.

Розрахунок напруження від власної ваги фундаменту

$$P_0 = p \cdot \sigma_{z_0g} = p \cdot \gamma d_n. \quad (4.3)$$

де $P = 250$ кПа, $b = 2,5$ м.

Визначимо напруження на різних глибинах, під центром фундаменту за формулою:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \quad \varepsilon = \frac{2z}{b}, \quad (4.4)$$

$$P_0 = 250$$

$$1) \quad z = 1 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1}{2,5} = 0,8; \quad \alpha = 0,88$$

$$\sigma_{zp_1} = 250 \cdot 0,88 = 220 \text{ (кПа)}$$

$$2) \quad z = 2 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{2,5} = 1,6; \quad \alpha = 0,642.$$

$$\sigma_{zp_2} = 250 \cdot 0,642 = 160,5 \text{ (кПа)}$$

$$3) \quad z = 3 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,8}{2,5} = 2,24 \quad \alpha = 0,55.$$

$$\sigma_{zp_3} = 250 \cdot 0,55 = 137,5 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки напруження на різних глибинах, під центром фундаменту представлені в Таблиці 4.5.

З отриманих розрахункових даних будуюмо епюру напружень σ_{zg} від власної ваги ґрунту та епюру додаткових вертикальних напружень σ_{zp} . Епюра приведена на Рис.4.7.

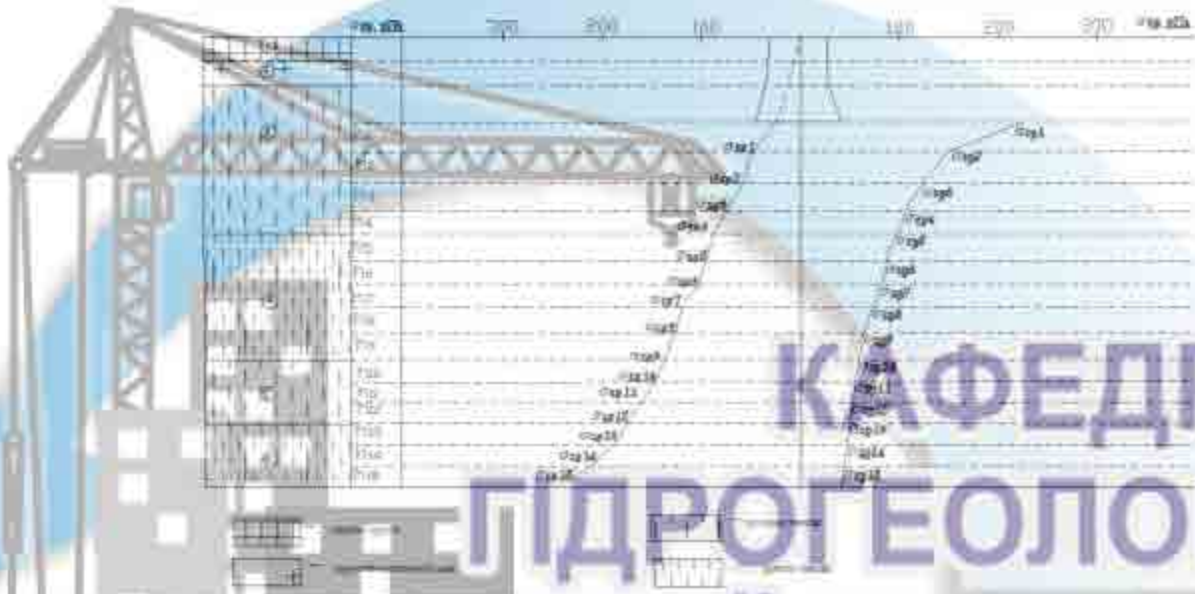


Рисунок 4.7 — Схема епюри вертикальних напружень для стрічкового фундаменту I - від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; II - від ваги споруди σ_{zp} .

Визначили нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший, ніж природний (згідно умові $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$), тобто $42,5 \leq 0,2 \cdot 175,25$, отримали $42,5 \geq 35,05$, тобто межа додаткового тиску не відповідає умові.

Знаходимо загальне осідання фундаменту S в шарах як суму осідань окремих елементарних шарів

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}; \quad \beta = 0,85 \quad (3.8)$$

$$S_1 = \frac{h_1 \sigma_{zpi}}{E_1} = \frac{220 \cdot 1}{4580} = 0,048 \text{ (м)}$$

$$S_2 = \frac{160,5 \cdot 1}{4580} = 0,035 \text{ (м)}$$

$$S_3 = \frac{137,5 \cdot 0,8}{5480} = 0,024 \text{ (м)}$$

Наступні розрахунки загального осідання фундаменту S в шарах, представлені в Таблиці 4.5.

Розрахунок суми осідань в окремих шарах :

$$S = 0,85 \cdot (0,048 + 0,035 + 0,024 + 0,018 + \dots + 0,003) = 0,85 \cdot 0,2045 = 0,173 \text{ м} = 17,3 \text{ см}$$

Виходячи з отриманих розрахунків, загальне осідання ґрунту під стрічковим фундаментом становить 17,3 см. Результати виконаних розрахунків представлені у Таблиці 4.5.

Таблиця 4.5

Результати розрахунків осадки фундаменту для стрічкового фундаменту методом пошарового підсумування

№ ПГЕ	№ розрахункового шару	Потужність шару, м	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Потужність розрахункових шарів z , м	Табличний коефіцієнт α	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту на різних глибинах σ_{zp} , кПа	Осадка фундаменту S , м
ПГЕ 3	1	1	18,52	1	0,88	220	0,024176
	2	1	37,04	2	0,642	160,5	0,017637
	3	0,8	51,856	2,8	0,55	137,5	0,012088
	4	0,8	66,672	3	0,42	105	0,009231
ПГЕ 4	5	0,9	83,862	4,5	0,337	84,25	0,004358
	6	1	102,962	5,5	0,28	70	0,004023
	7	1	122,062	6,5	0,239	59,75	0,003434
	8	0,6	133,522	7,1	0,223	55,75	0,001922
	9	0,6	144,982	7,7	0,213	53,25	0,001836
ПГЕ 5	10	0,8	160,406	8,5	0,185	46,25	0,001958
	11	0,8	175,83	9,3	0,17	42,5	0,001799
	12	0,8	191,254	10,1	0,158	39,5	0,001672
ПГЕ 6	13	0,9	208,732	11	0,143	35,75	0,001758
	14	0,8	224,268	11,8	0,135	33,75	0,001475
	15	0,8	239,804	12,5	0,126	31,5	0,001377
$\Sigma S = 0,088744$							

Варіант 4 - при максимальному водонасиченні ґрунту (0,32ч.од.)

I. Визначаємо σ_{zg} і розрахунок епюри

$$\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot d_n, \quad (4.1)$$

де γ – щільність шару ґрунту; d_n – потужність шару ґрунту.

$$\sigma_{zg_1} = 26,8 \cdot 1 = 26,8 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_2} = 1 \cdot 26,8 + 26,8 = 53,6 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg_3} = 0,8 \cdot 26,8 + 53,6 = 75,04 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки визначення σ_{zg} , представлені в Таблиці 4.6.

Розрахунок напруження від власної ваги фундаменту

$$P_0 = p \cdot \sigma_{z_0g} = p \cdot \gamma d_n, \quad (4.3)$$

де $P = 250$ кПа, $b = 2,5$ м.

Визначимо напруження на різних глибинах, під центром фундаменту за формулою:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha, \quad \varepsilon = \frac{2z}{b}, \quad (4.4)$$

$$P_0 = 250$$

$$1) \quad z = 1 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1}{2,5} = 0,8; \quad \alpha = 0,88$$

$$\sigma_{zp_1} = 250 \cdot 0,88 = 220 \text{ (кПа)}$$

$$2) \quad z = 2 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{2,5} = 1,6; \quad \alpha = 0,642.$$

$$\sigma_{zp_2} = 250 \cdot 0,642 = 160,5 \text{ (кПа)}$$

$$3) \quad z = 3 \text{ м}; \quad \varepsilon = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,8}{2,5} = 2,24 \quad \alpha = 0,55.$$

$$\sigma_{zp_3} = 250 \cdot 0,55 = 137,5 \text{ (кПа)}$$

Наступні розрахунки напруження на різних глибинах, під центром фундаменту представлені в Таблиці 4.6.3 отриманих розрахункових даних будуємо епюру напружень σ_{zg} від власної ваги ґрунту та епюру додаткових вертикальних напружень σ_{zp} . Епюра приведена на Рис.4.8.

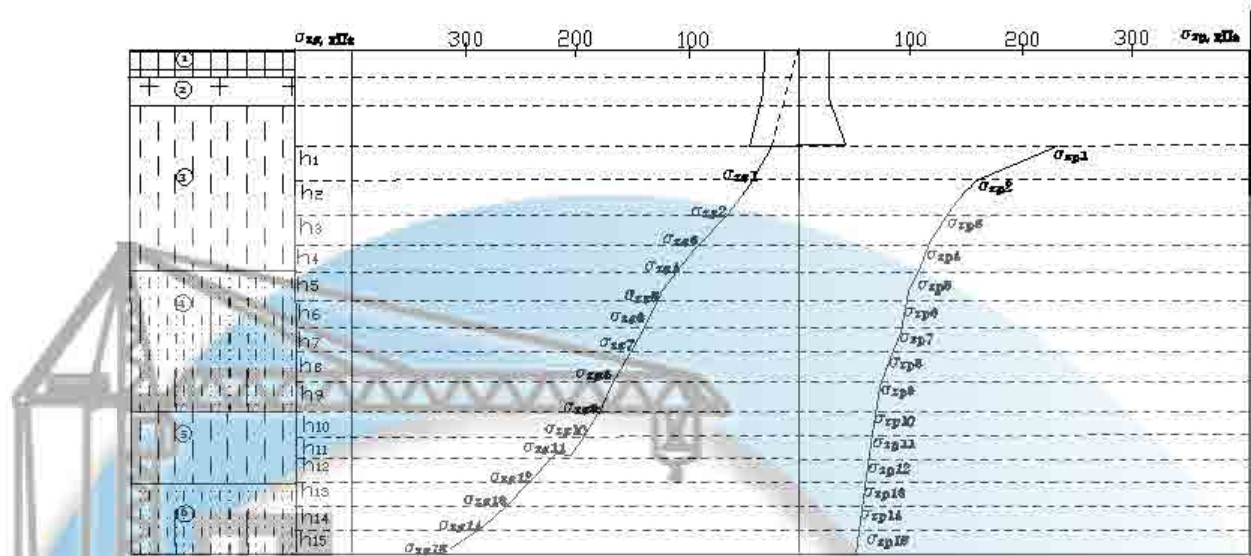


Рисунок 4.8 – Схема епюри вертикальних напружень для стрічкового фундаменту: I - від власної ваги ґрунту σ_{zgi} ; II - від ваги споруди σ_{zpi}

Визначили нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший, ніж природний (згідно умові $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$), тобто $53,25 \leq 0,2 \cdot 205,41$, отримали $53,25 \geq 41,08$, тобто межа додаткового тиску не відповідає умові.

Знаходимо загальне осідання фундаменту S в шарах як суму осідань окремих елементарних шарів

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}; \quad \beta = 0,85 \quad (3.8)$$

$$S_1 = \frac{h_1 \sigma_{zp1}}{E_1} = \frac{220 \cdot 1}{2900} = 0,075 \text{ (м)}$$

$$S_2 = \frac{160,5 \cdot 1}{2900} = 0,055 \text{ (м)}$$

$$S_3 = \frac{137,5 \cdot 0,8}{2900} = 0,037 \text{ (м)}$$

Наступні розрахунки загального осідання фундаменту S в шарах, представлені в Таблиці 4.6.

Розрахунок суми осідань в окремих шарах :

$$S = 0,85 \cdot (0,075 + 0,055 + 0,037 + 0,028 + \dots + 0,0034) = 0,85 \cdot 0,29 = 0,247 \text{ м} = 24,7 \text{ см}$$

Виходячи з отриманих розрахунків, загальне осідання ґрунту під стрічковим фундаментом становить 24,7 см. Результати виконаних розрахунків представлені у Таблиці 4.6

Таблиця 4.6

Результати розрахунків осадки фундаменту для стрічкового фундаменту методом пошарового підсумування

№ ПГЕ	№ розрахункового шару	Потужність шару, м	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Потужність розрахункових шарів z, м	Табличний коефіцієнт α	Вертикальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту на різних глибинах σ_{zp} , кПа	Осадка фундаменту S, м
ПГЕ 3	1	1	26,8	1	0,88	220	0,075862
	2	1	53,6	2	0,642	160,5	0,055345
	3	0,8	75,04	2,8	0,55	137,5	0,037931
	4	0,8	96,48	3	0,42	105	0,028966
ПГЕ 4	5	0,9	120,393	4,5	0,337	84,25	0,018585
	6	1	146,963	5,5	0,28	70	0,017157
	7	1	173,533	6,5	0,239	59,75	0,014645
	8	0,6	189,475	7,1	0,223	55,75	0,008199
	9	0,6	205,417	7,7	0,213	53,25	0,007831
ПГЕ 5	10	0,8	226,857	8,5	0,185	46,25	0,005433
	11	0,8	248,297	9,3	0,17	42,5	0,004993
	12	0,8	269,737	10,1	0,158	39,5	0,00464
ПГЕ 6	13	0,9	293,767	11	0,143	35,75	0,004414
	14	0,8	315,127	11,8	0,135	33,75	0,003704
	15	0,8	336,487	12,5	0,126	31,5	0,003457
							$\Sigma S = 0,247$

З отриманих розрахункових даних видно, що величина розрахункового сумарного осідання при природному тиску дорівнює 6,9 см., в умовах водонасиченого ґрунту (0,12 ч.од.) сумарне осідання складає 7,5 см., в умовах водонасиченого ґрунту (0,16 ч.од.) сумарне осідання складає 17,3 см., в умовах максимального водонасиченого ґрунту (0,36 ч.од.) сумарне осідання складає 24,7 см. Найбільша величина осідання відзначається в 4,5 і 6 ПГЕ, що обумовлено нерівномірним замочуванням льосового масиву.

4.4. Вибір технологічних заходів щодо подальшого попередження деформації будинку

За результатами аналізу визначено:

1. Аварійний стан частини будинку гуртожитку №2 виник у результаті просідання льосового ґрунту в основі фундаменту внаслідок перевищення критичної межі його зволоження, що було наслідком довготривалого просочування поверхневих вод у період з 26.10.2018 р. до 05.10.2019 р. та їх аномальної низхідної фільтрації під час зливи 05 жовтня 2019 р. За даними інженерних вишукувань концентрованими джерелами накопичення та поглинання води стали технологічні котловани у ґрунті поблизу аварійного рогу будинку та його зрушення при прокладці комунікацій.

2. Доаварійний стан будівлі гуртожитку №2 відповідав фоновому у межах нагорної частини міста Дніпро. Післяаварійний стан будівлі за межами ділянки пошкоджень, у тому числі в районі котельні, що знаходиться на її протилежній стороні, не загрожує втратою стійкості основи фундаментів, фундаментів та несучих конструкцій, і гуртожиток, після ліквідації наслідків аварійного стану на ділянці пошкоджень, може бути повернутий до експлуатаційного стану.

3. Для ліквідації причин деформації будинку і недопускання відновлення прояву їх в майбутньому необхідно виконати:

I. Водозахисні заходи:

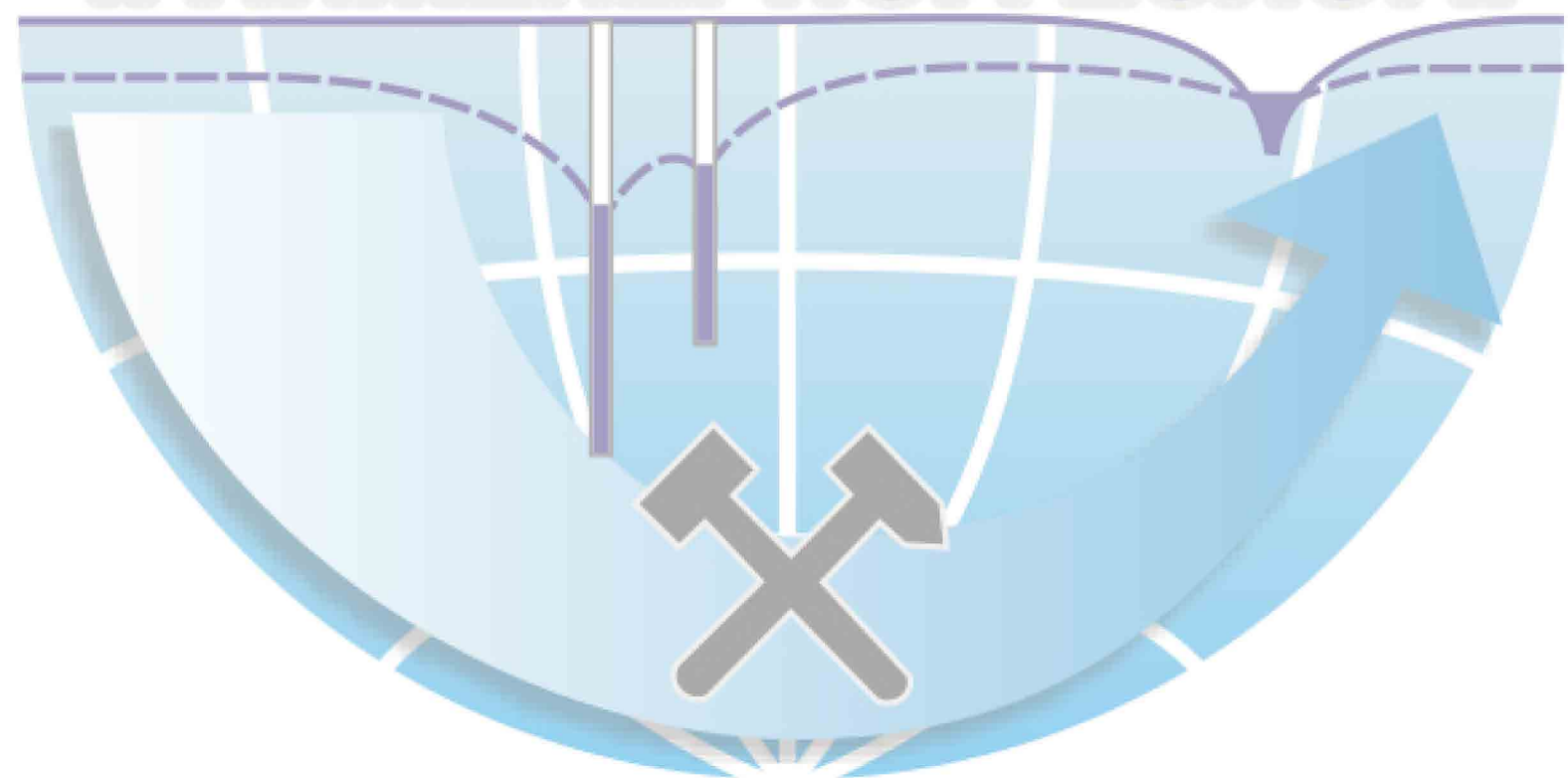
- провести ревізію і ремонт всіх трас каналізації та водопроводу, прокладених навколо будинку, а також безпосередньо в котельні;
- ліквідувати шурфи, розташовані по тротуару просп. Яворницького (що було зроблено протягом двох місяців з моменту аварії представниками компанії Limak, але без технічних подробиць з їх боку), шляхом засипки привозним суглинистим ґрунтом з якісним ущільненням до щільності сухого ґрунту 1.65г/см^3 ;

- суворо дотримуватися норм і правил експлуатації водогінних мереж, вести за їх станом постійний контроль.

II. Провести тривалі геодезичні спостереження за деформаціями будинку гуртожитку до повної їх стабілізації, а також запровадити проведення комплексного інженерно-технічного моніторингу, що містить оцінку стану поверхневого стоку, зливової мережі, наявності штучних водозбірних форм в рельєфі, і даних щодо появи тріщин, провалів та інших деформацій земної поверхні в досліджуваній зоні, а також інтенсифікації деформацій на будівлях різного призначення;

III. Розробити проект ремонту будівлі з використанням отриманих даних фізико-механічних і просадних властивостей ґрунтів.

КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ



ВИСНОВОК

Серед комплексу проблем, які супроводжують оцінку стійкості масивів на території Дніпра, особливу актуальності має врахування специфічності льосів в загальному комплексі оцінки. У більшості випадків стандартні методики не враховують її, і тому дають більш оптимістичні прогнози.

У зв'язку з цим, в дипломній роботі дослідженні процеси механічної суфозії при спорудженні та експлуатації будівель на льосах, на прикладі аварійного стану Гуртожитку №2 НТУ «ДП», шляхом комплексу спостережень, вимірів та аналізу інженерно-геологічної інформації для з'ясування причин деформації будинку і розробки заходів щодо їх ліквідації.

Диплом є роботою, в якій виконаний вибір і обґрунтування раціональних схем оцінки стійкості льосових масивів з урахуванням їх специфічних особливостей при різних гідродинамічних характеристиках схилу.

У дипломній роботі була розглянута специфіка зміни масиву льосових порід з урахуванням їх особливостей, що відбивається в експериментальній частини роботи. Однак варто зазначити, що навіть з урахуванням даних компонентів застосування існуючих схем є недоцільним і досить оптимістичним, а значить, застосованість зводиться до мінімуму. Аргументується це тим фактором, що в розрахунках не враховується величина просідання, яка впливає на кінцевий результат розрахунків.

У даній роботі було показано наскільки врахування тих чи інших даних сприяє отриманню раціональних складових при оцінці стійкості будівель на льосових породах. Виділено головні особливості льосових ґрунтів які суттєво впливають, ускладнюють, освоєння нових територій під будівництво.

Раціональне використання даних за властивостями, структурі, льосових порід, досить високо впливає на інженерно-геологічні вишукування. Впровадження даних позицій в практичний процес дозволить з більшою точністю оцінювати нестійкі масиви льосових порід.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Кондратьев К.Я., Крапивин В.Ф., Потапов И.И. Статистика природных катастроф // Проблемы окружающей среды и природных ресурсов. – 2005. – №. 5. – С. 57–76.
2. . Інформаційний щорічник щодо активізації небезпечних екзогенних геологічних процесів за даними моніторингу ЕГП. – Вип. XIV. – Київ: Державна служба геології та надр України, Державне науково-виробниче підприємство «Державний інформаційний геологічний фонд України», 2017. – 100 с.
3. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников та ін. – Дніпропетровськ: "Пороги", 2012. – 197 с.: іл.
4. Petley D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology* (2012) 40 (10): 927-930, <https://doi.org/10.1130/G33217.1>.
5. Розширюючи обрії: зб. тез чотирнадцятого міжнар. форуму студ. і молодих учених, 19 – 20 квітня 2019 р., м. Дніпро/ за ред. С.І. Кострицької; М-во освіти і науки України; Дніпровська політехніка. – Д.: ДП, 2019. – Т. 1. – 117 с.
6. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва. Київ. 2014 р.
7. ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів
8. Власов С.Ф., Максимова-Гуляева Н.А. Повышение устойчивости оползнеопасных склонов с помощью струйной технологии закрепления грунтов. Монография. Днепропетровськ, 2010
9. Трофімов В. Т. Генезис просадочности лессовых пород / в. т. Трофімов., 1999. – 271 с.
10. Денисов Н.Я. О природе просадочных явлений в лёссовидных суглинках. М.: Сов. наука, 1946, 176 с.
11. СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ к СНиП. Серия основана в 1989 году. ПРОГНОЗЫ ПОДТОПЛЕНИЯ И РАСЧЕТ ДРЕНАЖНЫХ СИСТЕМ НА

ЗАСТРАИВАЕМЫХ И ЗАСТРОЕННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ, Москва
Стройиздат, 1991.

12. Басниев К.С., Кочина И.Н. Подземная гидромеханика. Москва, Недра, 1993
– 417 с.

13. Инженерная гидрогеология. Растворение и выщелачивание горных пород.
Всесоюзный научно-исследовательский институт водоснабжения,
канализации, гидротехнических сооружений и инженерной гидрогеологии.
Москва, 1957

14. Статья «Суффозионно-просадочные процессы города Краснодара»,
Востриков Н. Г., аспирант, Антошкина Е. В., доцент, Серебряков А. О.,
старший преподаватель. Кубанский государственный университет 350040,
Россия, г. Краснодар

15. Лёссовые породы СССР/ Под ред. Е.М. Сергеева, А.К. Ларионова, Н.Н.
Комиссаровой М.:Недра, 1986. Т.1. 232 с.; Т.2. 276 с.

16. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости
склона и оползневого давления. Центральное бюро научно-технической
информации. М.: 1986. 123 с.

17. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1973. – 448 с.

18. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости
склона и оползневого давления. Центральное бюро научно-технической
информации. М.: 1986. 123 с.

19. Шахунянц Г.М. К вопросу выбора рациональных методов расчета склонов.
– В сб.: Оползни и борьба с ними: Тр. /Сев.-Кавказ. семинара. – Ставрополь,
1964.

20. Сучасний техногенез та інженерне освоєння льосових масивів / За ред. І.О.
Садовенка. Київ–Чернівці: Букрек, 2019. 272 с.

21. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: Підручник / В.Б. Швець, І.П.
Бойко, Ю.Л. Винников та ін.– Дніпропетровськ: ”Пороги“, 2012. – 197 с.: іл.

22. ДБН В.2.1-10-2009 Основні положення проектування, основи та
фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України. 2009

23. Прогноз и предотвращение подтопления грунтовыми водами территорий при строительстве. Под ред. С.К.Абрамова. - М.: Стройиздат, 1978.

24. Рекомендации по проектированию и расчетам защитных сооружений и устройств от подтопления промышленных площадок грунтовыми водами. - М.: ВНИИ ВОДГЕО, 1979. – 328 с.

25. Звіт «Інженерно-технічне обстеження зони взаємного впливу метрополітену (що будується) та прилеглих будівель в районі перехрестя просп. Дмитра Яворницького та просп. Гагаріна м. Дніпро» / Ю.О. Кірічек та ін. // Інститут експертизи, проектування та вишукувань ДВНЗ «ПДАБА». – Дніпро, 2019. 230 с.

26. Висновок щодо причин, наслідків і рекомендацій з усунення аварійного стану будівлі гуртожитку №2 НТУ «Дніпровська політехніка», проспект Дмитра Яворницького, 17 (станом на 20.10.2019 р.) / І.О. Садовенко, Н.І. Деревягіна// НТУ «Дніпровська політехніка». 14 с.

27. Книга 1. Звіт про інженерно-геологічні та геофізичні вишукування для надання висновків про геологічні процеси, що відбуваються на прилеглий території до будівлі гуртожитку №2 Національного університету «Дніпровська політехніка» (проспект Дмитра Яворницького,17) Книга 1 - інженерно-геологічні вишукування (наданий «ДніпроДІНТР», Д/Ф ДП «УкрНДІНТВ», м. Дніпро).

Книга 2. Звіт про інженерно-геологічні та геофізичні вишукування для надання висновків про геологічні процеси, що відбуваються на прилеглий території до будівлі гуртожитку №2 Національного університету «Дніпровська політехніка» (проспект Дмитра Яворницького,17) Книга 2 – геофізичні дослідження (професор Довбніч М.М.)

28. Звіт щодо аналізу фактичних даних, додаткових матеріалів та результатів обстежень у зв'язку з аварійним станом будівлі гуртожитку №2 НТУ «Дніпровська політехніка», проспект Дмитра Яворницького, 17 (станом на 04.11.2019 р.) І.О. Садовенко, В.Г. Шаповал, С.М. Гапеев, Н.І. Деревягіна. м. Дніпро. 2019. 60с