

ДЕРЖАВНОМУ НАУКОВО-ДОСЛІДНОМУ ІНСТИТУТУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ - 70 років



КАЛЮХ ЮРІЙ ІВАНОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач лабораторії державного підприємства "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", м. Київ

E-mail: kalyukh2002@yahoo.com



ТРОФІМЧУК ОЛЕКСАНДР МИКОЛАЙОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, член-кореспондент НАН України, заступник директора з наукової роботи Інституту телекомуникацій і глобального інформаційного простору НАН України, м. Київ

E-mail: itelua@kv.ukrtelecom.net



ЯКОВЛЕВ ЄВГЕНІЙ ОЛЕКСАНДРОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, головний науковий співробітник Інституту телекомуникацій і глобального інформаційного простору НАН України, м. Київ

E-mail: yakovlev@niss.gov.ua



КІЛЬВАНДЕР ЕВАЛЬД ЯКОВЛЕВИЧ

Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, завідувач відділу приватного підприємства "Інститут КримГІНТІЗ", м. Сімферополь

E-mail: info@giintiz.crimea.ua



СІЛЬЧЕНКО КОНСТАНТИН ВАСИЛЬЄВИЧ

Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, завідувач відділу приватного підприємства "Інститут КримГІНТІЗ", м. Сімферополь

E-mail: info@giintiz.crimea.ua



ПОЛЕВЕЦЬКИЙ ВАСИЛЬ ВАСИЛЬОВИЧ

Кандидат технічних наук, провідний спеціаліст ПрАТ "Геотехнічний інститут", м. Чернівці

E-mail: geo-tech@svitonline.com



КАЛЮХ ТАРАС ЮРІЙОВИЧ

Кандидат технічних наук, завідувач відділу дочірнього підприємства "Науково-дослідний інститут нафтогазової промисловості", м. Київ

E-mail: kalyukh2002@yahoo.com

УДК 504.1

ГЕОТЕХНІЧНІ ПРОБЛЕМИ ДІАГНОСТИКИ, МОНІТОРИНГУ, РОЗРАХУНКУ ТА ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХІЛІВ ТА ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД У СЕЙСМОНЕБЕЗПЕЧНИХ РЕГІОНАХ УКРАЇНИ. Досвід Державного науково-дослідного інститута будівельних конструкцій за останні 5 років.

Ключові слова: зсув, протизсувна споруда, розрахунок, землетрус, неруйнівний контроль, моніторинг.

Активізація сейсмічної активності в зоні Вранча та Чорноморському регіоні привела до підвищення рівня сейсмічної небезпеки на всій території України та зростання відповідного зсувопровокуючого фактора. Наслідком цих подій стала значна активізація зсувів та зсувної небезпеки в сейсмонебезпечних районах України (Чернівецька, Одеська області та Автономна Республіка Крим). Проведено експериментально-аналітичні дослідження технічного стану залізобетонних протизсувних споруд методами неруйнівного контролю та аналіз його зміни під дією постійних

сейсмічних навантажень в сейсмонебезпечних регіонах України: м. Чернівці. Наведено результати візуальних та інструментальних обстежень, розрахунків протизсувних споруд.

Активизация сейсмической активности в зоне Вранча и Черноморском регионе привела к повышению уровня сейсмической опасности на всей территории Украины и рост соответствующего оползнепровоцирующего фактора. Следствием этих событий стала значительная активизация оползней и оползневой опасности

в сейсмоопасных районах Украины (Черновицкая, Одесская области и Автономная Республика Крым). Проведены экспериментально-аналитические исследования технического состояния железобетонных противооползневых сооружений методами неразрушающего контроля и анализ их изменений под действием постоянных сейсмических нагрузок в сейсмоопасных регионах Украины. Приведены результаты визуальных и инструментальных обследований, расчетов противооползневых сооружений.

Increased seismic activity in the Vrancea area and the Black Sea region has led to increased levels of seismic hazard throughout Ukraine and growth landslide relevant factor. The consequence of these events was a significant activation of landslides and landslide hazards in earthquake-prone regions of Ukraine (Chernivtsi and Odessa oblasts and the Autonomous Republic of Crimea). An experimental and analytical study of technical state of reinforced concrete structures landslide methods of nondestructive testing and analysis of its changes under constant seismic loads in earthquake-prone regions of Ukraine: Chernivtsi. The results of visual and instrumental examinations and calculations landslide structures.

Понад 90% території України має складні ґрунтові умови, тому непрогнозовані зміни техногенних і природно-геологічних чинників, які визначають стан ґрунтів, можуть привести до небезпечних деформаційних процесів, що завершуються аваріями і катастрофами. На площах залягання просадних і схильних до набухання ґрунтів, підроблюваних гірничими виробками, зсуvinих, карстових, суфозійних і сейсмічно небезпечних територіях потенційна загроза ушкоджень і руйнації будівель і споруд існує і після завершення первинної осадки, протягом всього терміну їх експлуатації. Це створює можливість для протікання в ґрунтових основах збудованих об'єктів негативних деформаційних або динамічних процесів, при виникненні яких ініціюються негативні зміни природних або техногенних чинників впливу. Зсуvinі, розроблювані, сейсмо-карсто- і суфозійнонебезпечні території з особливими властивостями об'єдную постійно існуюча небезпека непередбачуваного розвитку деформаційних та руйнівних процесів. Тому будівлі й споруди розраховують з урахуванням подальшої негативної дії ґрунтових процесів, які виникають при несприятливому збуржі техногенних і природних чинників впливу. Ці чинники змінюються незалежно один від одного, тому можливість виникнення процесів, які пошкоджують та руйнують споруди, відбувається за законами випадкових подій [1].

Активізація сейсмічної активності в зоні Вранча та Чорноморському регіоні, а також в цілому на планеті привела до підвищення рівня сейсмічної небезпеки на всій території України та, у кінцевому підсумку, зростання відповідного зсуvinопроявлення фактора [3]. Навіть невеликі землетруси, що супроводжуються зсуvinами, обвалами, селями та іншими небезпечними явищами, можуть викликати важкі матеріальні та соціальні наслідки. Наслідком цих подій стала значна активізація зсуvinів та зсуvinної небезпеки в сейсмонаебезпечних районах України (Чернівецька, Одеська області та Автономна Республіка Крим).

Завдяки інженерно-геологічним факторам впливу діяльності деяких галузей промисловості (стоку, дренажу, хімічному і тепловому забрудненню), веденню сільського господарства з порушенням відповідних норм, промисловій та житловій забудові, показники

екологіко-геологічного навантаження на одиницю площи України у 10...15 разів вище, ніж на території СНД (з 429 міст більше ніж 75% потребують інженерного захисту). Як наслідок, Україна стає регіоном комплексного впливу на зсуvinутворення чинників регіонального підтоплення та сейсмічної активності [2]. За об'ємом завданого збитку зсуvin процеси посідають в Україні перше місце, а у світі - друге, поступаючись тільки землетрусам.

Попередження зсуvinих процесів дозволяє уникнути величезних витрат порівняно з ліквідацією їх наслідків. Недостатня розробленість методів оцінки ступеня зсуvinої небезпеки за інженерно-геологічними та сейсмогеофізичними чинниками та надійності розрахунків протизсуvinих споруд призводить до того, що вимоги будівельних норм не завжди виконуються, в результаті чого кількість зсуvinих аварій та катастроф збільшується. Це визначає актуальність робіт з удосконалення методів розрахунку зсуvinої небезпеки та ефективності інженерного захисту територій та споруд. Найбільш відомими у даному напрямку є роботи вітчизняних вчених та науковців країн СНД О. І. Білеуша, І. П. Бойка, М. М. Гольдштейна, О. М. Драннікова, М. Г. Демчишина, М. Л. Заценка, Э. Я. Кільвандера, С. М. Клепікова, С. І. Мація, М. М. Маслова, О. О. Петракова, Ф. П. Саваренського, В. Л. Седина, В. І. Снісаренка, В. В. Соколовського, Г. І. Тер-Степаняна, Г. М. Шахунянца, В. Б. Швеця, В. С. Шокарева [4-8]. Серед закордонних вчених, які активно працюють у цьому напрямку, можна відмітити [9-12].

Загалом на території України станом на 01.12.2011 виявлено понад 23,1 тис. зсуvinів при 17,4 тис. зсуvinів станом на 01.12.1997. Таким чином, за 15 років відбулося збільшення кількості зсуvinів у 1,3 рази, а за 30 років – приблизно у 3 рази. В останні роки за результатами досліджень ІТГІП НАНУ; Інституту геологічних наук НАНУ; Державного підприємства „Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій“ (ДП НДБК), Мінрегіонбуду та ін. встановлено, що на динаміку зсуvinутворення значною мірою впливають такі природні та техногенні процеси:

- регіональне підтоплення земель внаслідок практично повного зарегулювання річкової мережі (каскад водосховищ р. Дніпро, до 30 тис. ставків, середніх та малих водосховищ), зниження дренованості річкових басейнів і підвищення рівня ґрунтових вод (див. табл. 1 [2]);
- глобальні зміни клімату із збільшенням кількості опадів, їх нерівномірності та підвищенням температур, що сприяє зростанню водонасичення верхньої зони пухких порід, зниженню їх міцності та підвищенню інженерно-геологічного та сейсмогеофізичного потенціалу зсуvinутворення;
- глобальна активізація сейсмічності;
- зростання техногенних перетворень схилових форм у межах промислово-міських агломерацій, гірничо-видобувних регіонах, на прибережно-морських територіях, в т.ч. при підвищенні рівня моря та абразійній переформуванню берегових схилів.

Ефект дії струсів на ґрунти присхилових масивів підсилюється впливом напруженого стану, обумовленого високими градієнтами схилів, наявністю ослаблених зон і тріщин. На амплітудний і спектральний склад коливань значною мірою впливають геометричні параметри схилів, їх орієнтація відносно напрямків поширення хвиль, наявність на схилах виступів, западин,

ДЕРЖАВНОМУ НАУКОВО-ДОСЛІДНОМУ ІНСТИТУТУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ - 70 років

терас. Дослідження показують, що при боковому підході імпульсів результує хвильове поле на протилежних схилах долин (бортів каньйонів) не є симетричним. Найбільш чутливі до струсів верхні частини схилів за наявності заколів, а також делювіально – зсувні схилові відклади.

Специфічні форми зсувоутворення у містах Куп'янськ (2006-2008 рр.), Дніпропетровськ (масив „Тополь”, 1997 р.), Дніпродзержинськ (1995 р.), АР Крим та ін. в останні десятиріччя дозволяють зробити ряд висновків щодо впливу на формування зсувних полів глобальних змін клімату (ГЗК), фізико-механічних параметрів (зниження міцності та межі просадковості), фізико-хімічної деградації (пливуноутворення, тиксотропні перетворення) лесових та лесово-суглиністистих порід, а також сейсморухів, горизонтальні прискорення яких можуть еквівалентно збільшити стрімкість. Оцінки потоково-зсувних деформацій у м. Куп'янську та Дніпропетровську (проф. Г. І. Рудько, проф. Е. О. Яковлев та ін.) засвідчили, що внаслідок впливу підтоплення та чинників ГЗК лесові ґрунти у фазі тиксотропних перетворень мали статичне напруження зрушенні на рівні 100...120 МП/см², що формує схилу 6...8° [13].

Виконаний аналіз „Карти загального сейсмічного районування (ЗСР, 2004) України“ (Інститут геофізики НАН України, відп. редактори д. ф.-м. н. Б. Г. Пустовитенко, проф. В. І. Уломов) свідчить, що інтенсивність сейсмічних струшувань при землетрусах забезпеченістю 5% протягом 50 років змінюється від 6 до 10 балів при максимальних значеннях прискорень 0,05...1,0 g (табл. 1). Параметри ДБН В.1.1-2006 «Будівництво у сейсмічних районах України» та доповнення до нього дозволяють дійти висновку, що при землетrusах із силою 7, 8, 9 балів

дозволяється для відповідальних об'єктів підвищувати значення прискорень у 2 рази – до 0,2; 0,4; 0,8 g відповідно.

Таким чином, при зустрічній орієнтації зсуву відносно фронту сейсмохвилі умовне збільшення стрімкості схилу $\alpha_{\text{доп}}$ може бути оцінено за орієнтованою залежністю:

$$\alpha_{\text{доп}}^{\circ} = \arctg(\Delta g).$$

Оцінки умовного (еквівалентного) збільшення стрімкості зсувного схилу наведені у табл. 1.

Максимальні значення стрімкості зсувного схилу відмічаються в АР Крим, Одеській та Закарпатській областях, в межах яких за даними Держгеолслужби має місце сейсмоактивізація зсувного процесу. Особливу увагу теоретичній, методичній та практичній розробці споруд інженерного захисту для цих регіонів приділяють вчені ДП НДІБК.

Тільки за останні п'ять років в ДП НДІБК та НТУУ "КП" підготовлено чотири кандидатські роботи, присвячені розробці цих питань. Три з них захищено на спеціалізованих радах К 26.833.01 (ДП НДІБК) та Д 26.002.22 (НТУУ "КП"), а одна в ДП НДІБК – у стадії завершення:

- I. Полевецький В. В. Регіональні особливості протизсувних споруд та зсувонебезпечних схилів Чернівецької області. 2009р. [14]. Науковий керівник проф. Калюх Ю.І.
- II. Сільченко К. В. Робота утримувальної протизсувної споруди у вигляді паль-шпонок. 2010р. [15]. Науковий керівник проф. Калюх Ю.І.
- III. Калюх Т. Ю. Оцінка напруженого стану зсувонебезпечних укосів в умовах сейсмічних навантажень. 2011р. [16]. Науковий керівник проф. Бойко В.В.

IV. Хавкін К. О.

Діагностика та моделювання протизсувних споруд та зсувонебезпечних схилів в глинах неогенового віку на основі програмного комплексу PLAXIS. 2013-2014рр. (у стадії завершення). Науковий керівник проф. Калюх Ю.І.

Дисертаційні дослідження В. В. Полевецького присвячені вивченю та аналізу зсувних процесів та протизсувних споруд на території Буковини. Територія Буковини живе активним тектонічним життям, про що свідчить її сейсмічність. Місцева сейсмостанція реєструє протягом року близько 110-130 сейсмічних подій, 70-80% з яких відбуваються в радіусі до 100 км і мають інтенсивність 2-4 бали. Згідно з дослідженнями інституту геофізики ім. Субботіна НАН України вертикальні переміщення

Таблиця 1. Оцінки умовного (еквівалентного) збільшення стрімкості зсувного схилу

Назва адміністративної одиниці	Розвиток зсувів на 2009 р.		Максимальний сейсмічний вплив (шкала MSK-64)		
	Кількість, шт.	Щільність зсувів, шт./10 ³ км ²	Сейсмічність, бали	Горизонт прискорення, g	Додаткова стрімкість α, град
Автономна Республіка Крим	1582	58,59	10	1	45
Вінницька	339	12,79	7	0,1	5
Волинська	0	0	7	0,1	5
Дніпропетровська	382	11,97	7	0,1	5
Донецька	189	7,13	7	0,1	5
Житомирська	10	0,33	6	0,05	3
Закарпатська	3251	253,98	8	0,25	14
Запорізька	206	7,57	7	0,1	5
Івано-Франківська	790	56,83	8	0,25	14
Київська	814	28,17	6	0,05	3
Кіровоградська	122	4,96	7	0,1	5
Луганська	982	36,78	6	0,05	3
Львівська	1347	61,79	8	0,25	14
Миколаївська	1149	46,71	7	0,1	5
Одеська	5868	176,22	9	0,5	26
Полтавська	824	28,61	6	0,05	3
Рівненська	0	0	7	0,1	5
Сумська	567	23,82	6	0,05	3
Тернопільська	117	8,48	7	0,1	5
Харківська	1615	51,43	6	0,05	3
Херсонська	40	1,40	7	0,1	5
Хмельницька	419	20,34	7	0,1	5
Черкаська	1027	49,14	7	0,1	5
Чернівецька	1467	181,11	7	0,1	5
Чернігівська	9	0,28	6	0,05	3
Всього по Україні	23116	1128,43			

земної кори в межах Чернівецької області сягають до 4 мм/рік. У роботі [14] визначені регіональні особливості зсувної основи схилів та протизсувних споруд Чернівецької області, вперше сформульовано гіпотезу щодо циклу розвитку зсувних проявів на схилах, поверхні ковзання яких проходять у глини неогенового віку, виконано прив'язку циклу розвитку цих проявів до інженерного захисту. У межах території Чернівецької області виявлено три основні схеми і відповідні їм моделі механізмів розвитку зсувного процесу: ковзання, зріз, течія. Найбільш потужні зсуви - це зсуви зrzу, поверхні ковзання яких проходять у глини неогенового віку на схилах з близьким до горизонтального заляганням порід. Глини неогенового віку характеризуються високими значеннями фізико-механічних характеристик у неводонасиченному стані (особливо питоме зчеплення) та їх різким зниженням при вивітрюванні та підвищенні вологості, вони є переущільненими. Схили, складені глинами неогенового віку, характеризуються складним просторовим напружене-деформованим станом (НДС) ґрутової основи, який спричинений розущільненням, залишковими горизонтальними напругами, неотектонікою та сейсмічною активністю інтенсивністю 2-4 бали. Враховуючи реальний значний період порушення гравітаційної рівноваги, високі значення фізико-механічних характеристик глин неогенового віку, механізм формування поверхні ковзання ЗЗ, значні зсувні товщі, показано, що втрата стійкості схилу можлива і без наявності повністю сформованої поверхні ковзання. На цих положеннях узагальнено алгоритм, розроблено інженерну обчислювальну методику розрахунку стійкості на схилах, уражених проявами зрізу з урахуванням особливостей фізико-механічних характеристик глин неогенового віку.

Завдяки новим можливостям об'єктивної оцінки НДС зсувної основи та протизсувних споруд став можливим їх розрахунок на статичні і сейсмічні навантаження. Досліджено окремі типи протизсувних споруд та розроблені рекомендації щодо інженерного захисту від зсувів для зсувонебезпечних схилів Чернівецької області, встановлена можливість улаштування утримувальних споруд способом "стіна в ґрунті" у вигляді масивних опор (перерізом 10x10 м і більше) в нижній частині схилу при певних товщах зсувних мас.

Результати роботи [14] були використані при проектуванні інженерного захисту зсувного схилу по вул. Орловській (м. Чернівці) та інших проектно-конструкторських роботах ЧФ "НДІпроектреконструкція" та ВАТ "ГПІ".

У 2012 р. ці роботи були продовжені проф. дп НДІБК Ю. І. Калюхом, його аспірантом К. О. Хавкіним та іншими співробітниками дп НДІБК у частині візуальних та інструментальних обстежень водовідвідної галереї у м. Чернівці [17]. Чернівецька область належить до району інтенсивної зливової діяльності. Слід відмітити, що в окремі зливи в м. Чернівці за кілька годин може випасти більше 100 мм опадів (в окремих випадках 222 мм за кілька годин). Внаслідок чого одними з ефективних протизсувних споруд на території м. Чернівці є дренажні галереї. Водовідвідна дренажна галерея (рис. 1) для дренажу зсувного схилу м. Чернівці представляє собою 2,5-метровий бетонний тунель довжиною 1363,68 м, який складається з двох рівнів. Починається він на вул. Нахімова (рис. 2) і, прорізаючи гору, виходить на вул. Гагаріна.

Дивись рис. 1,2 на ст. 3 обкладенки

Галерею почали будувати в 1975 році і завершили у 1978-му. Її глибина - 25 - 35 м. Загалом у водовідвідної галереї нараховується 60 водопонижуючих свердловин і один вентиляційний ствол. Ці свердловини мають діаметр від 120 до 260 мм і майже всі забиті солями.

Задача досліджень - вибіркове визначення міцності бетону на стиск та параметрів робочого армування залізобетонних кілець оправи та порталів водовідвідної галереї, розташованої між вулицями Гагаріна і Нахімова у м. Чернівці.

Методи і засоби випробувань. Визначення міцності бетону виконувалось ультразвуковим методом згідно з ДСТУ Б В.2.7-226:2009 «Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності». Визначення параметрів робочого армування залізобетонних конструкцій виконувалось магнітним методом відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-4-95 «Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури». Ультразвукові випробування бетону виконувались за допомогою приладу УК-14ПМ (зар. №555, свідоцтво Укрметретестстанарту про перевірку №26-02/2479 від 09.02.2012 р.) у комплекті з пристроєм для поверхневого прозвучування УПП з базою 120 мм.

Сутність ультразвукового методу полягає в кореляційній залежності між міцністю бетону на стиск і швидкістю (часом) розповсюдження ультразвукових коливань у бетоні. Міцність бетону визначається за заздалегідь встановленою градуувальною залежністю між цими параметрами. Вимірювання швидкості ультразвуковими коливаннями у конструктивних залізобетонних елементах тунелю виконувалось способом поверхневого прозвучування. Переход від швидкості при поверхневому способі прозвучування до швидкості наскрізного прозвучування виконувався з урахуванням коефіцієнта переходу K_n (для використовуваного приладу $K_n = 1,74$).

Обстежувана галерея складається з розташованих на двох рівнях частин – верхньої, довжиною близько 1060 м, що виходить на вул. Гагаріна, і нижньої, довжиною близько 260 м, що виходить на вул. Нахімова, які з'єднані між собою вертикальним колодязем висотою близько 12 м. Оправа галереї має круговий обрис і виготовлена із збірних залізобетонних кілець, що в свою чергу зібрані з чотирьох тюбінгів – елементів із ребристою внутрішньою поверхнею. Завершуються виходи галереї монолітними залізобетонними порталами (заповнювач бетону порталів – галька), що виконують роль підпірних стінок.

Випробування міцності бетону оправи галереї виконувались на ділянках бічних та верхнього тюбінгів без видимих дефектів (нижній тюбінг покритий водою та мулом). Обстежувалось кожне десяте кільце оправи (до 330-го, починаючи від входу з вул. Гагаріна), а потім, зважаючи на однорідність показань приладу (однорідність бетону), кожне тридцяте кільце. Випробування бетону порталу (вхід з вул. Гагаріна) виконувались на бездефектних ділянках зовнішньої поверхні конструкції на висоті від 0,5 м до 2 м. На кожній ділянці проводилось по шість вимірювань. Випробування порталу (вхід з вул. Нахімова) було неможливим через зруйнований поверхневий шар бетону.

Для визначення міцності бетону в місцях випробувань використовувалась базова градуувальна залежність "час-міцність", що встановлена для використаного приладу за статистичними даними результатів порівняльних ультразвукових і механічних випробувань зразків бетону

Таблиця 2. Середні результати оцінки міцності бетону

Розташування конструкцій	Середня міцність f_{moy} , МПа (кгс/см ²)	Відповідний клас бетону за міцністю на стиск
Верхня частина галерей (вихід на вул. Гагаріна)	40,8 (415)	B30
Нижня частина галерей (вихід на вул. Нахімова)	42,3 (431)	B30
Портал (підпірна стіна) виходу на вул. Гагаріна	33,0 (337)	B25

Таблиця 3. Результати оцінки міцності бетону вздовж водовідвідної галереї

Початок тунелю							
№ кільця	1	10	20	30	40	50	60
Міцність бетону бічних кілець, МПа	36,7	35,9	36,9	38,2	39,7	38,0	38,7
Клас бетону бічних кілець	B25	B25	B25	B25	B25	B25	B25
Середня міцність (МПа) і клас бетону бічних кілець	37,7 (B25)						
Середня частина тунелю							
№ кільця	90	330	510	720	930	1140	1350
Міцність бетону бічних кілець, МПа	41,7	41,4	41,5	41,3	42,1	40,5	41,1
Клас бетону бічних кілець	B30	B30	B30	B30	B30	B30	B30
Середня міцність (МПа) і клас бетону верхніх кілець	41,4 (B30)						
Кінець тунелю (нижній рівень)							
№ кільця	1	15	45	75	105	135	165
Міцність бетону бічних кілець, МПа	42,0	41,3	43,8	42,2	44,5	43,1	41,0
Клас бетону бічних кілець	B30	B30	B30	B30	B30	B30	B30
Середня міцність (МПа) і клас бетону бічних кілець	42,6 (B30)						
Кінець тунелю (нижній рівень)							
№ кільця	1	15	45	75	105	135	165
Міцність бетону верхніх кілець, МПа	42,2	44,2	41,7	42,2	42,1	43,8	43,9
Клас бетону верхніх кілець	B30	B30	B30	B30	B30	B30	B30
Середня міцність (МПа) і клас бетону верхніх кілець	42,9 (B30)						

класів B15-B35.

Результати вимірювань та визначення міцності бетону в місцях випробувань наведені в табл. 2 та табл. 3, у яких прийняті такі позначення:

$T_{1,sw}$ - одиничні значення часу розповсюдження ультразвуку при поверхневому прозвучуванні;

$v_{1,sh}, v_{1,sw}$ - швидкість ультразвуку відповідно при наскрізному і поверхневому способах прозвучування на ділянках випробувань;

K_v - коефіцієнт переходу від швидкості при поверхневому прозвучуванні до швидкості наскрізного прозвучування;

$f_{1,v}$ - міцність бетону на ділянці випробувань (тюбингу), що розрахована за базовою градуюальною залежністю.

$f_{1,v,k}$ - міцність бетону у кільці в цілому, що розрахована за базовою градуюальною залежністю.

Наскрізна нумерація кілець подається від входу в галерею з боку вул. Гагаріна окрім для верхнього і нижнього рівнів галерей і починається від входів у галерею.

Для встановлення відповідного класу бетону за міцністю на стиск виконувалась статистична обробка результатів випробувань. Для цього за значеннями $f_{1,v,k}$ окремо для обстежених залізобетонних кілець нижньої верхньої частин галерей і монолітного залізобетонного порталу (вихід на вул. Гагаріна), розраховувались середні значення міцності на стиск f_{moy} . Результати оцінки міцності бетону в конструкціях наведені в табл. 2.

Під час ультразвукових обстежень залізобетонної оправи верхнього і нижнього рівнів галерей були виявлені поперечні тріщини у центральній частині верхніх тюбінгів кільця №№ 110, 720, 1110 (верхній рівень галерей) (рис. 3) і нижній рівень галерей, що складає близько 5% від обстежених верхніх тюбінгів. Міцність бетону в даних тюбінгах не гірша, ніж в інших обстежених тюбінгах. Можна припустити, що такий же процент верхніх тюбінгів з тріщинами може бути і в необстежених кільцях галерей.

Також виявлена тріщина у бетоні порталу над входом у галерею з боку вул. Гагаріна.

На залізобетонних кільцях приблизно до 60-го кільця від входу з боку вул. Гагаріна (поворот тунелю), що називали найбільшим впливу зовнішніх кліматичних чинників, наявні значні пошкодження захисного шару бетону і корозія робочої арматури. Далі, аж до виходу на вул. Нахімова, за візуальними спостереженнями стан кілець оправи в цілому задовільний; спостерігаються окремі пошкодження захисного шару бетону.

У дисертаційній роботі [15] вирішено нове науково-прикладне завдання щодо експериментально-теоретичного дослідження взаємодії паль-шпонок із зсуvinим ґрунтом, здійснено розробку та впровадження в будівельну практику прикладної методики та програми розрахунку паль-шпонок. Математичне моделювання НДС системи "зсуvinий схил-паль-шпонка" на основі метода Г.М. Шахунянца підтвердило, що наявність паль-шпонок, залежно від місця її розташування, приводить до підвищення коефіцієнта стійкості схилу в разі сейсмічної дії та інших зсувопровокуючих чинників, які

Дивись рис. 3 на ст. 3 обкладенки

ДЕРЖАВНОМУ НАУКОВО-ДОСЛІДНОМУ ІНСТИТУТУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ - 70 років

притаманні території Криму. Розроблено методологію експериментального моделювання НДС палі-шпонки при дії зсувного навантаження, за допомогою п-теореми визначені безрозмірні критерії та масштаби моделювання. Експериментальні дослідження взаємодії моделі палі-шпонки з ґрутовим масивом у лотку засвідчили вплив її довжини в зсувній товщі на форму епюри тиску. Для моделі палі-шпонки, яка відповідає її повній довжині $l = H$, відповідна епюра подібна до трикутної форми. Із зменшенням довжини моделі від $l = H$ до $l = 0,5 H$ епюра тиску еволюціонує від трикутної форми до трапеціеподібної. При довжині моделі $l = 0,5 H$ та менше епюра тиску трансформується від трапеціеподібної форми до прямокутної. За підсумком експериментально-теоретичних досліджень узагальнено алгоритм, розроблено інженерну обчислювальну методику та виконано програмну реалізацію розрахунку конструкції ПС у вигляді паль-шпонок. Результати роботи були використані: в додатку Е ДБН В.1.1-12:2006 "Будівництво в сейсмічних районах України", при облаштуванні ПС у вигляді паль-шпонок для території будівництва спортивно-оздоровчого центру "Єдність" у смт. Гурзуф та для групи житлових будинків у смт. Кореїз по вул. Південній.

У 2013 році ці роботи було продовжено співробітниками приватного підприємства "Інститут КримГІНТІЗ", Сільченко К. В., зав. від., к.т.н. Е. Я. Кільвандером, зав. від., к.т.н. та проф. ДП НДІБК Ю.І. Калюхом. Нове будівництво в умовах щільної забудови м. Ялти пов'язане з необхідністю враховувати, окрім природних чинників, існуючі будівлі та споруди, зелені насадження, комунікації, що оточують об'єкт. Причому значення має не тільки їх наявність, а й поточний стан, історична та культурна цінність. До природних факторів, що ускладнюють будівництво проектованих об'єктів, можна віднести схиловий рельєф території, геологічні та гідрогеологічні умови, підвищена сейсмічна навантаження, наявність зсувів.

При посадці будівель на схиловий рельєф виникає необхідність у значних підрізках, які для безпечної будівництва потрібно захистити спорудами зміцнення котловану. Значне поширення в Криму отримали споруди у вигляді пальово-анкерних конструкцій. На вибір конструктивного рішення споруди при проектуванні зміцнення котловану в умовах щільної міської забудови великий вплив мають габарити бурового обладнання. Так, не завжди представляється можливим застосувати більш ефективні важкі верстати BAUER, Casagrande та ін., які можуть виконувати буронабивні палі високої несучої здатності діаметром більше 600 мм. Це пов'язано з необхідністю влаштування для роботи таких верстатів широких рівних майданчиків, які часто не вписуються в межі ділянки, обмеженістю в маневруванні поблизу об'єкта, вібрацією, а також наближеністю нової забудови до старої. У цих умовах використання малогабаритних бурових верстатів типу KLEMM масою до 20 тс дозволяє виконати роботи з влаштування таких споруд із застосуванням паль малого діаметру до 300 мм і буроін'єкційних анкерів.

На практичному прикладі об'єкта будівництва в умовах щільної забудови м. Ялти розглянемо виконання

конструкцій зміцнення котловану. Ділянка проектованого будівництва торгово-офісного центру знаходитьться в м. Ялті, на території Приморського парку, в районі колонади. Колонада Приморського парку виконана в 1954 р. Вона являє собою споруду у класичному стилі з капітелями коринфського ордера і складається з трьох об'ємів: двох квадратних у плані альтанок, розташованих симетрично з обох боків п'ятипролітної колонади. Загальні габарити колонади в плані 31,75 × 5,7 м. З південного сходу і північного сходу територія обмежена під'їзними дорогами, а з північного заходу - вул. Комунарів.

Ділянка в процесі освоєння піддавалась переплануванню. Умовно її можна розділити на дві частини, з перевищенням в 4 м однієї щодо іншої. Північно-західна частина зайнята колонадою, до якої прилягає оглядовий майданчик, закріплений підпірною стіною висотою до 1,5 м, складеною з бутового каменю. Південно-східна частина являє собою слабонахищений асфальтовий майданчик з крутинами поверхні до 3-5°. До південної частини ділянки прилягає паркова зона з багаторічними рідкісними деревами, які не підлягають вирубці або пересадці.

У геоморфологічному відношенні досліджувана ділянка розташована в межах центральної частини «Желтишевського» зсуву № 59 згідно з кадастром зсувів АР Крим. Розміри зсуву № 59 такі: довжина по осі руху 210 м, довжина по фронту 400 м, площа 8,4 га. У межах зсуву зафіксовані зсуви більш високого порядку. Крім того, вище головної частини «Желтишевського» зсуву, вздовж вул. Комунарів, була виділена зсувонебезпечна територія довжиною 220 м і шириною 120 м, в межах якої спостерігалися деформації на будівлях і спорудах.

За даними інженерно-геологічних вишукувань на дослідженні глибину до 35,0 м в геологічній будові ділянки беруть участі: техногенні утворення, сучасні та верхньочетвертинно-сучасні зсувні відкладення, що підстилаються породами Таврійської серії в корінному

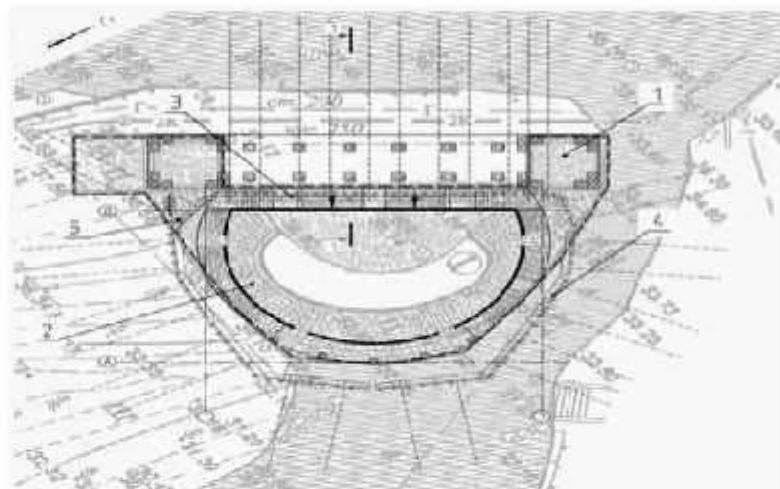


Рис. 4. Ситуаційний план: 1 – існуюча колонада; 2 – проектована будівля; 3 – проектована протизсувна споруда; 4 – проектована підпірна споруда для зміцнення вертикальних укосів котловану; 5 – ділянка влаштування анкерних плит.

залигани. Ґрунти, що складають ділянку проектованого будівництва, належать до II категорії за сейсмічними властивостями, згідно з ДБН В.1.1 - 12: 2006 [13]. Гідрогеологічні умови майданчика характеризуються наявністю водоносного горизонту на глибині 3,8 - 8,4 м.

Базисом розвантаження є Чорне море. Харчування підземних вод відбувається за рахунок підтоку тріщинно-карстових вод з вищерозташованого схилу та інфільтрації атмосферних опадів. На майданчику планується будівництво триповерхової будівлі торгово-офісного центру, що прилягає до існуючої колонади Приморського парку, напівкруглої форми в плані, у якої нижній і цокольний поверхи заглиблі. Розміри будівлі в осіах $23,7 \times 15,61$ м, висота поверхів - 3,5 м. Конструктивна схема будівлі - монолітний каркас з несучими елементами у вигляді залізобетонних стін і колон. Фундамент - залізобетонна плита товщиною 0,4 м. Під фундаментом влаштовується пластиковий дренаж. Покрівля плоска, на ній передбачено оглядовий майданчик з виходами на колонаду.

Котлован під будівництво має замкнуту, складну конфігурацію в плані зі значним перепадом висот необхідного підрізування від 6 м до 10,7 м. Відстань між існуючою спорудою колонади і стіною проектованої будівлі торгово-офісного центру в місці примикання незначна і становить близько 2,0 м. У безпосередній близькості від планованого котловану, в районі перетину осей будівлі 1 і Д знаходиться багаторічне цінне дерево паркової зони, яке необхідно зберегти.

Таким чином, складність будівництва об'єкта зумовлена наявністю зсувної небезпеки, водоносного горизонту, сейсмічністю 8 балів, обмеженістю розмірів ділянки, примиканням до котловану існуючої споруди колонади і паркової зони, під'їзних доріг, необхідністю глибокої підрізки схилу.

Конструкція умовно розділена на протизсувну споруду, яка служить для захисту проектованої будівлі від зсувних навантажень, а також підпірну споруду для зміцнення вертикальних укосів котловану. На рис. 4 показаний ситуаційний план місця проектованого будівництва торгово-офісного центру та споруди зміцнення котловану.

Розрахунки стійкості схилу ділянки проектованого будівництва проведені за методом Г. М. Шахуняця, результати якого більшою мірою відповідають реальним умовам Криму. Активні тиски на підрізках під котлован проектированої будівлі визначені згідно з [18]. У розрахунках враховувалися етапність зведення споруд, сейсмічність 8 балів і додаткові навантаження, залежно від розташування розрахункового перерізу, від існуючої колонади, від рухомого транспорту (АК, НК-80) і випадкової пригрузки інтенсивністю 10 кПа. Коєфіцієнт динамічної сейсмічності для ґрунтів II категорії становить 0,042.

Значення нормативних коєфіцієнтів запасу стійкості для різних поєднань навантажень прийняті відповідно до [19] для споруд класу відповідальності СС2.

У розрахунках стійкості місці характеристики ґрунту по площині ковзання для Желтишевського зсуву отримані дослідним шляхом при повторному зразі по підготовленій поверхні при штучному замочуванні $C = 9,1$ кПа і $\phi = 14^\circ$.

У розрахунках активного тиску характеристики місці прийняті для протизсувної споруди в замоченому стані, а для підпірної споруди укосів котловану на

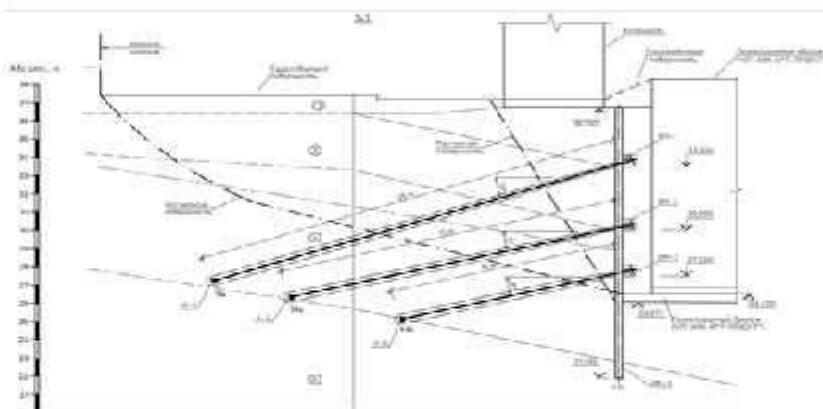


Рис. 5. Розрахунковий розріз I-I.

період будівництва для ґрунтів вище рівня підземних вод характеристики місці прийняті в природному стані, нижче - у замоченому стані.

Найбільший характеристичний розрахунковий розріз розглянутого схилу при найбільшому перепаді висот необхідної підрізки близько 10,7 м з розміщенням проектованого будівництва та протизсувної споруди представлений на рис. 5.

У результаті виконаних розрахунків встановлено, що при підрізці під котлован проектированої будівлі коєфіцієнт стійкості досягає значення $K_s = 0,505$ - при основному поєднанні навантажень, $K_u = 0,483$ - при аварійному поєднанні з урахуванням сейсмічної дії. Найбільше зі значень, отриманих при визначенні зсувних та активних тисків, досягає значення $E = 624$ кН/м. Результати розрахунків стійкості схилу свідчать про необхідність захисту проектированого будівництва і влаштування споруд, що слугуватимуть протизсувним захистом проектированої будівлі і території, а також огорожею котловану на період будівництва.

У зв'язку з обмеженістю розмірів майданчика будівництва конструктивне рішення споруди прийнято, виходячи з можливості використання малогабаритної бурової техніки. Воно являє собою систему з ряду буроін'єкційних паль (БІС) діаметром 325 мм змінної довжини, посилені у декількох ярусах (від 1 до 3 ярусів) жорсткими ґрутовими анкерами типу TITAN 52/26 через горизонтальні залізобетонні балки (БМ) перерізом 500 × 600 мм. Анкери TITAN 52/26 є постійними.

Для оцінки проектного конструктивного рішення розрахунок протизсувної споруди та огорожі котловану на зсуви і активні тиски ґрунту виконаний у програмному комплексі ЛІРА методом кінцевих елементів.

Розрахунки виконані за відповідними перерізами котловану для плоскої схеми у два етапи. На першому етапі проводився підбір оптимальних параметрів конструкції на основі аналізу розрахункової схеми у вигляді стрижневої спрощеної моделі (рис. 6).

У розрахунковій схемі ґрутові анкери задані у вигляді одновузлового пружного зв'язку, палі - у вигляді стрижня з кільцевим перерізом. Закладення палі в стійкий ґрунт моделюється коєфіцієнтом постелі, що з глибиною лінійно зростає. У розрахунку враховані навантаження від власної ваги конструкцій, від тиску ґрунту при різних поєднаннях і періодах, від зусилля переднатягнення анкерів. У результаті розрахунків були отримані такі параметри конструкції споруди:

Дивись рис. 6 на ст. 3 обкладенки

- для паль довжина склада 10,2-14,8 м, крок у ряді 0,7-1,0 м, достатня довжина закладення 4,0 м, робоче армування комбіноване жорсткою (дводавр №16) та гнучкою (6 стрижків класу 20A400C) арматурою, поперечна арматура 6A240C з кроком 100 мм, бетон дрібнозернистий групи А класу В25;
- для анкерів загальна довжина склада 9-20 м, коренева частина довжиною ~8,0 м, нахил до горизонту 15-20°, крок 1,4-4,0 м, блокувальне навантаження ~20,0 т.

Горизонтальні балки розраховані окрім від загальної розрахункової схеми у зв'язку з необхідністю врахування випробувального навантаження від постійного анкера, яке становить 1,5 N робочого зусилля. Також були проведені розрахункові перевірки відстані між пальми з умови не продавлювання ґрунту, несучої спроможності перерізу палі з жорстким армуванням і анкера ТТАН 52/26 з урахуванням терміну служби.

На другому етапі виконаний геотехнічний аналіз напружене-деформованого стану системи «основа - фундамент - споруда», де оцінювався стан основи існуючої колонади з урахуванням поетапного влаштування глибокого котловану (рис. 7).

Вид даного розрахунку вимагається відповідно до [20]. Розрахункова схема включає поділ за етапами будівництва, моделювання ґрунтів на підрізі по шарах у вигляді відповідної жорсткості кінцевого елемента «фізично нелінійної балки стінки», задання елементів споруди і колонади. У результаті розрахунку отримані чисельні значення повного зміщення ґрунтового масиву та елементів споруди на різних етапах зведення глибокого котловану. Ці значення зведені в таблицю 4.

Аналіз проведених геотехнічних розрахунків напружене-деформованого стану системи в програмному комплексі ЛІРА показав, що міцність і жорсткість споруди достатня для сприйняття тиску ґрунту при розробці котловану на різних етапах, а максимальні вертикальні деформації ґрунтового масиву основи колонади не перевищують 6,5 мм.

У результаті аналізу даних двох етапів розрахунків проектованої споруди отримані такі максимальні значення параметрів:

1. Згинальний момент у пальях не перевищує 7 т м;
2. Переміщення споруди не перевищує 21 мм;
3. Зусилля в анкері не перевищує 43 тс.

На локальній ділянці споруди в осіх проектованої будівлі 1-Д-Г пристрій влаштування пальового ряду замінено на чотири яруси анкерних вертикальних плит

розмірами $1,95 \times 2,5 \times 0,4$ м, закріплених ґрутовими анкерами ТТАН 52/26 довжиною 9-20 м, розташованими під нахилом до горизонту 20. Ця заміна виконана через можливість ушкодження крони цінного дерева паркової зони направляючи бурового верстата при вертикальному бурінні. Бетонування анкерних плит виконується в розпір до ґрунту по задній грани.

У 2012 р. об'єкт повністю виконаний і в даний час успішно експлуатується. Під час будівництва за навколошньою територією велося спостереження. Марки, встановлені на конструкціях існуючої колонади, за час будівництва не мали деформацій. Дерева паркової зони збережені. На рис. 8 показані основні етапи будівництва об'єкта.

У результаті аналізу проектного рішення споруди зміцнення котловану розглянутого будівництва та виконаних розрахунків можна зробити наступні висновки:

1. Використання малогабаритної техніки дозволяє при будівництві в умовах щільної міської забудови виконувати конструкції зміцнення котловану значної несучої спроможності з урахуванням зсувних навантажень.
2. Комплекс обмежень при влаштуванні котловану диктує застосування різних методів його захисту у вигляді пальово-анкерної або плитно-анкерної конструкцій, що виконуються одним комплектом бурового обладнання.
3. Розрахунковий аналіз напружене-деформованого стану системи «основа-фундамент-споруда» на прикладі проектованого будівництва показав, що представлені конструкції можуть мати малі величини деформацій, прийнятні для навколошньої забудови.

У дисертаційній роботі [16] на підставі досліджень явищ і закономірностей напруженого стану зсувонебезпечних схилів під впливом природних та техногенних сейсмічних навантажень розроблені та експериментально відпрацьовані технічні та програмні засоби автоматизованої системи моніторингу за зсувними ґрунтами, яка працює у режимі реального часу; впроваджено в будівельну практику сучасну прикладну методику розрахунку НС зсувних масивів з урахуванням ризику їх зрушення в часі. Проведений в [16] аналіз результатів теоретичних та експериментальних досліджень вітчизняних та закордонних вчених показав: на даний час відсутні сучасні програми розрахунку критеріїв зсувної небезпеки з урахуванням ризику зрушення схилів у часі в умовах реальних сейсмічних впливів, теоретико-методичні рекомендації щодо побудови та практичного відпрацювання експериментальних моніторингових систем спостереження у режимі реального часу за зсувними деформаціями схилів, сучасні прикладні програми уточнення фізико-механічних характеристик схилів (ϕ та c).

Розроблено нову версію програми LandSlip для розрахунку напруженого стану зсувних схилів з урахуванням ризику їх зрушення в часі в умовах сейсмічних впливів на базі візуального та нелінійного програмування, розв'язана обернена задача механіки ґрунтів щодо уточнення кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення; з'ясовано, що чисельна ідентифікація фізико-механічних характеристик ґрунту схилу має певні обмеження, що свідчить про доцільність

Таблиця 4. Зміщення ґрунтового масиву та елементів споруди

Етапи зведення	Глибина ескавації (відмітка)	Максимальні зміщення		
		Грунтового масиву		Елементи споруди
		Z	Пала по X	Анкери по X
	м	мм	мм	мм
I	3,5 (33,50)	-1,245	2,1	1,07
II	7,0 (30,00)	-3,883	6,17	5,11
III	9,5 (27,50)	-5,867	9,14	8,13
IV	10,85 (26,15)	-6,519	10,04	9,24

Дивись рис. 7,8 на ст. 3 обкладенки

застосування альтернативних методів (теорії ризику). Рекомендовано до впровадження: доопрацьовану програму LandSlip з розрахунку напруженого стану зсувонебезпечних схилів з оцінкою ризику їх зрушення в часі та можливістю автоматизованого розрахунку оберненої задачі механіки ґрунтів щодо ідентифікації фізико-механічних характеристик ґрунту схилу; теоретико-методологічні та практичні розробки щодо побудови автоматизованих моніторингових систем, алгоритм та програму моніторингу зсувних схилів ZSUV.

У 2012-2013 рр. ці дослідження було продовжено Т. Ю. Калюхом та К. О. Хавкіним під керівництвом проф. Ю. І. Калюха з метою розробки алгоритму прямого динамічного методу для розрахунку та аналізу НДС зсувонебезпечних схилів у сейсмічно активних регіонах України [21]. Ймовірність і величина збитку від руйнування (повного або часткового) конкретного будівельного об'єкта, втрати його експлуатаційних властивостей або порушення діяльності при максимальних прогнозованих сейсмічних впливах називається сейсмічним ризиком об'єкта. Сейсмічний ризик, у свою чергу, залежить від рівня сейсмічної небезпеки майданчика розміщення об'єкта та його сейсмічної уразливості. Ризик руйнування будівель і споруд підвищується не тільки від сейсмічних поштовхів і коливань силою 7-9 балів, а й від менш значних землетрусів, силою 5-6 балів. У складних ґрутових умовах України сейсмічні хвилі можуть безпосередньо призвести до руйнування будівель і споруд за допомогою наступних несприятливих умов: активізації потенційних зсувів і утворення величезних ґрутових тріщин з можливим розкриттям до 1-2 м і глибиною 7-10 м і більше; ініціювання обвалів тріщинуватих скельних ґрунтів в уступах і на крутых схилах; посилення дії берегової абразії; активізації утворення і протікання селевих потоків на селенебезпечних ділянках шляхом активізації тиксотропного розрідження деградованих лесових масивів з втратою ними несучої здатності під фундаментами будівель і споруд або активізації суфозії з переходом її від повільного суфозійного винесення ґрунту до катастрофічного суфозійного викиду розріджених ґрутових мас.

При сейсмічних коливаннях у ґрутових масивах, які є основою або середовищем для самих різних споруд, виникає складний і неоднорідний напруженодеформований стан (НДС). Залежно від інтенсивності сейсмічної дії, геологічної будови і рельєфу масиву ґрунту в ньому можуть утворитися області граничної рівноваги різного розміру і форми, які в кінцевому підсумку можуть призвести до залишкових переміщень або до втрати місцевої стійкості. Важливим фактором, що впливає на характер формування НДС у масиві, є форма його рельєфу. Відомо, що найбільше сейсмічна дія впливає на схили, тому що вони є концентраторами НДС. Крім того, в умовах природного залягання у внутрішніх областях схилів переважають дотичні напруги, які визначають ступінь наближення масиву до граничного стану.

Сейсмічна дія на схилі збільшує ступінь наближення до граничного стану і може служити пусковим механізмом, що сприяє переходу масиву в стан граничної рівноваги, тобто переходу до катастрофічної фази (zsuvу). Якщо ж цього не відбувається, то неминуче виникають залишкові переміщення або тріщини, в тому числі на поверхні масиву. Тому кількісне прогнозування НДС масивів ґрунтів на схилах з визначенням залишкових переміщень і коефіцієнта стійкості є одним з важливих завдань

сейсмостійкого будівництва в гірсько-складчастих областях, в тому числі Чорноморського узбережжя..

В Україні до 1 лютого 2007 року діяв СНиП II -7- 81* "Будівництво в сейсмічних районах" видання 1991 р. з доповненнями російської редакції 1996 р., введеними з 15.08.1997 в Україні (наказ Держбуду України № 134 від 6.08.1997). Однак СНиП II -7- 81* не враховував специфіку складних інженерно-геологічних умов України. Він фактично не переглядався з 1981 року. За цей час на її території сталися землетруси в західних сейсмонебезпечних районах та в Криму інтенсивністю 3-7 балів (за шкалою MSK-64). Аналіз наслідків руйнівних землетрусів у Вірменії, Туреччині, Румунії, на Тайвані, в Японії підтверджує, що окрім положення норм проектування в сейсмічних районах застарілі і потребували коригування. Враховуючи необхідність удосконалення нормативних вимог щодо забезпечення сейсмостійкості об'єктів, Мінрегіонбуд України з урахуванням основних положень СНиП II -7- 81*, а також вимог кодів Європейських країн і норм країн СНД, підготував проект міждержавного нормативного документа "Будівництво в сейсмічних районах". Нові державні будівельні норми ДБН В.1.1 - 12: 2006 "Будівництво в сейсмічних районах України" згідно з наказом Мінрегіонбуду від 23.08.2006 № 282 введені в дію на території України з 1.02.2007 [13].

Існує три методи обліку сейсмічних впливів:

1. квазістатичний;
2. спектральний;
3. прямий динамічний.

Відповідно до вимог рекомендованого додатка Е до ДБН В.1.1 - 12 2006 «Будівництво в сейсмічних районах України» [13] сейсмічну дію необхідно враховувати за допомогою квазістатичної методики, за якою сила сейсмічної дії визначається як динамічний коефіцієнт сейсмічності, отриманий перемноженням набору коефіцієнтів, що враховують ґрутові умови, прискорення ґрунту, допустимість руйнувань конструкцій і т.д. Таким чином, сейсмічна дія враховується у вигляді двох розрахункових схем з різною спрямованістю сейсмічної сили (горизонтально і під кутом 30° до горизонту). При цьому сейсмічну силу необхідно розкладати на дві складові: нормальну і дотичну до ймовірної поверхні обвалення. Очевидно, що дана методика є наближеню і не враховує безліч факторів, основними з яких є: швидкість поширення сейсмічної хвилі; демплючі властивості ґрунтів, що складають тіло зсуву та його основу. Допущення, прийняті в класичних методах розрахунку стійкості схилів, вносять додаткові похибки в підсумкові результати. Прикладом можуть служити допущення про анізотропність, недеформованість зсувного клина обвалення [23] та ін.

На сьогоднішній день відомі програмні комплекси ANSYS і PLAXIS, що дозволяють при розрахунках враховувати такі явища, як фільтраційні процеси, нелінійність і неоднорідність фізико-механічних властивостей ґрунтів, нерівномірність деформацій ґрутового масиву, послідовність поетапного виконання необхідних робіт з улаштування протизсувних заходів, спільну роботу будівель, споруд і їх зсувних основ і т.д. Оскільки вимоги замовників будівництва щодо обґрутованості прийнятих конструктивних рішень постійно зростають, виникає необхідність уточнення та вдосконалення застосовуваних розрахункових методик. Програмні комплекси ANSYS і PLAXIS, засновані на методі кінцевих елементів, відкривають перед проектувальниками можливість

задання сейсмічного навантаження у вигляді акселерограм та проведення розрахунків прямим динамічним методом, який широко використовується ними згідно з [22] для розрахунку надфундаментних конструкцій будівель і споруд, що, безсумнівно, веде до підвищення точності розрахунків.

Акселерограми сейсмічних подій, які використовуються програмними комплексами ANSYS і PLAXIS, можуть бути отримані безпосередньо з додатка до документа [22] або синтезовані методами сейсмічного мікрорайонування на підставі визначення характеристик поширення сейсмічних хвиль в умовах конкретних будівельних майданчиків. Зокрема, зусиллями Карпатського відділення Інституту геофізики ім. С.І. Суботіна НАН України тільки по Одесі і Одеській області отримано понад тридцять наборів синтезованих акселерограм і ведуться роботи з докладного картографування сейсмічних умов м. Одеси для потреб будівництва [24].

Синтезовані акселерограми представляють собою записи розрахункових землетрусів різної забезпеченості за трьома складовими (X , Y і Z) в напрямку від можливого епіцентру землетрусу в зоні Вранча. Практично, такі акселерограми є найбільш точними з доступних на сьогоднішній день способів і засобів опису сейсмічних впливів. Існує можливість отримання акселерограм для довільного будівельного майданчика. До складу досліджень, що виконуються в процесі сейсмічного мікрорайонування, входять: визначення ґрунтових умов, промір швидкостей поширення хвилі в ґрунті, одночасне вимірювання фонової сейсмічності в не менш ніж двох точках (еталонна і розглянута). Тільки після аналізу зібраних сейсмологічних даних для умов конкретних будівельних майданчиків можна провести адаптацію акселерограм, які характерні для зони Вранча.

Оскільки існуючі методики розрахунку стійкості зсуvinих схилів добре зарекомендували себе при вирішенні завдань у статичній постановці [4], то моделювання зсуvinих процесів за допомогою МСЕ і класичних моделей має давати максимально порівнянні результати. Проведено розрахунок зсуvinого схилу м. Чернівці, застосовуючи програмний комплекс PLAXIS. На рис. 9 зверху-вниз розташовані шари: суглинок, прошарок і тверда глина. Чисельне моделювання зсуvinого масиву методом кінцевих елементів проводилось з прошарком, що відповідає положенню лінії ковзання. Підбір фізико-механічних характеристик для цього прошарку проводився на підставі лабораторних випробувань методом плашка-по-плашці. Розрахунки проводилися для наступних фізико-механічних характеристик ґрунтів:

1. суглинок $\gamma_{\text{unst}}=18 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$; $E_{\text{ref}}=6*104 \text{ kN/m}^2$; $v=0.35$; $c=20 \text{ kN/m}^2$; $\phi=25^\circ$;
2. прошарок $\gamma_{\text{unst}}=11 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}}=11 \text{ kN/m}^3$; $E_{\text{ref}}=1*104 \text{ kN/m}^2$; $v=0.3$; $c=4 \text{ kN/m}^2$; $\phi=14^\circ$;
3. глина $\gamma_{\text{unst}}=21 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}}=25 \text{ kN/m}^3$; $E_{\text{ref}}=9*104 \text{ kN/m}^2$; $v=0.4$; $c=22 \text{ kN/m}^2$; $\phi=21^\circ$.

Були проведені такі розрахунки: без динамічного

Таблиця 5 Прямий динамічний розрахунок стійкості зсуvinого схилу у м. Чернівці

	№ точки	1	2	3	4	5
$\sigma \text{ kN/m}^2$	Без динамічного навантаження (100%)	38,68	79,34	122,46	65,97	6,03
	7 балів	30,44	71,26	108,55	62,95	5,54
kN/m^2	Абсолютна різниця	8,24	8,08	13,91	3,02	0,49
	%	21	10	11	5	8
% Середній відсоток				11		

впливу, з динамічним впливом сейсмічністю 7 балів. На рис. 9 зображені загальні напруги, що виникають у Чернівецькому зсуvi від власної ваги при динамічному впливі сейсмічністю 7 балів. А також показані точки 1-5, в яких проводився порівняльний аналіз. Був проведений порівняльний аналіз напроти за основними точками при динамічному навантаженні 7 балів і без динамічного навантаження. Для цього були взяті п'ять найбільш характерних точок в основі зсуву (табл. 5) та проведено порівняльний аналіз за трьома напрямками для виявлення напрямку, де перепад напроти є найбільшим.

Порівняння по точках показало:

1. Точка № 1. Напруга падає на $8,245 \text{ kN/m}^2$ (~ 21%).
2. Точка № 2. Напруга падає на $8,083 \text{ kN/m}^2$ (~ 10 %).
3. Точка № 3. Напруга падає на $13,91 \text{ kN/m}^2$ (~ 11 %).
4. Точка № 4. Напруга падає на $3,015 \text{ kN/m}^2$ (~ 5 %).
5. Точка № 5. Напруга падає на $0,484 \text{ kN/m}^2$ (~ 8 %).

Середнє падіння напруги по п'яти точках склало $6,75 \text{ kN/m}^2$. Таким чином, коефіцієнт стійкості K_c при динамічному навантаженні зменшився в середньому на 11% ($K_c = 1,052$). Це дає змогу зробити висновок, що схил наближається до втрати своєї стійкості. Застосування комплексу PLAXIS дозволило підвищити точність розрахунків зсуvinих схилів і усунути помилки, які притаманні спрощеним методам Спенсера, Бішопа, Маслова-Берера і Шахунянца.

ВИСНОВКИ:

1. Основною концепцією сейсмічного захисту в Україні має стати впровадження сейсмостійкого проектування і будівництва житла і промислових об'єктів на базі об'єктивних знань про кількісні параметри реально існуючої сейсмічної небезпеки в районах їх розміщення та на конкретних будівельних майданчиках. Знання кількісних параметрів сейсмічної небезпеки, разом з надійними даними про сейсмічну вразливість будівель, необхідне для сейсмостійкого проектування нових об'єктів та розробки заходів щодо зниження сейсмічного ризику вже існуючих.
2. Експериментально підтверджено, що під дією сейсмічних хвиль відбувається зниження несучої спроможності ґрунтів в основах споруд, інколи до критичного стану. На схилах проявляються гравітаційні деформації і дислокації ґрунтів. Сильні землетруси інтенсивністю понад 6 балів за шкалою MSK [25] нерідко виступають як провокуючі зсуви події на схилах, де для цього склались певні умови – наявні запаси рухомого матеріалу, достатня висота і крутість схилу, перевозложение і перевантаження ґрунтів, виникнення ослаблених поверхонь і зон,

Дивись рис. 9 на ст. 3 обкладенки

заколів і тріщин. Динамічні навантаження, що їх зазнають геологічні тіла у хвилювих полях під час природних та техногенних (від промислових вибухів) землетрусів, а також під час вібрації через роботу механізмів і транспорту, викликають зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів і характеру протікання геологічних процесів, що, в основному, визначає зміни в інженерно-геологічних умовах діяльності. Ці зміни відбуваються як миттєво (під час проходження сейсмічних хвиль), так і через певний час після їх затухання.

3. Постдинамічні деформації схилів виникають

внаслідок того, що під час проходження сейсмічних хвиль у масиві гірських порід, що прилягають до схилу, відбулися певні зміни, які з часом приводять до розвитку ослаблених зон, накопичення маси порід, що можуть бути охоплені зсувами. Це підтверджується моніторинговими спостереженнями Лідівадійської зсувної системи. Найчастіше в цих випадках відбувається порушення гідрогеологічного режиму водоносних горизонтів, що дренуються на схилах, руйнування сталих шляхів фільтрації ґрутових вод і, як наслідок, підняття їх рівня, зростання гідростатичного та гідродинамічного тиску.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Экологическая геология Украины : справочное пособие / [отв. ред. Евгений Федорович Шнюков]. – К. : Наукова думка : АН Украины, Ин-т геологических наук, 1993. – 407 с.
2. Глебчук Г.О. Аспекти комплексного впливу підгоплення земель та сейсмопроцесів на регіональну активізацію зсувутоутворення / Г.О. Глебчук, Е.О. Яковлев // Будівельні конструкції. – 2012. – Вип. 76. – С. 300 – 306.
3. Living with Risk. A global review of disaster reduction initiatives - Preliminary version. – Geneva: ADRC, ISDR, UN, WMO; 2002. – 384 p.
4. Маслов Н.Н. Механика ґрунтів в практиці будівництва / Н.Н. Маслов. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
5. Демчишин М. Г. Современная динамика склонов на территории Украины / М. Г. Демчишин. – К.: Наук.думка, 1992.-254 с.
6. Комп'ютерна програма "Програма комп'ютерного моделювання напруженно-деформованого стану схилів в умовах зміни інженерно-геологічних умов: підгоплення, землетрусах та інженерні підготовки територій (LANDSLIP07)" / Глебчук Г.С., Трофимчук О.М., Калюх Ю.Л // Світ-во про реестр. авт. права на твір №26501. Дата реєстрації 18.11.2008. – Київ: Держ. департ. інтелект. власності, 2008. Офіц. бюллетень «Авторське право і суміжні права», № 17, 2008. – С. 334-335.
7. Ризик та напружений стан зсувних ґрунтів в умовах сейсмічних навантажень / [О. М. Трофимчук, Т. Ю. Калюх, В. В. Бойко та ін.] // Стройтельство и техногенная безопасность: Сб. науч.трудов. Вип. № 35. Будівництво та техногенна безпека. – Симферополь, "Національна академія природоохоронного і курортного будівництва", 2011. – С 62 – 66.
8. Мацій С.І., Безуглова Е.В. Управление оползневым риском. Краснодар: АлВидизайн, 2010. 239 с.
9. Kyoji S. Landslides: Risk analysis and sustainable disaster management [Online], (2005), <http://www.ebook3000.com/Kyoji-Sassa-Landslides-Risk-Analysis-and-Sustainable-Disaster-Ma-nagement-147509.html>.
10. L.M. Highland, B. Peter, The Landslide Handbook—A Guide to Understanding Landslides: Reston, U.S. Geological Survey Circular, Virginia, 2008, p. 129.
11. Wieczorek, Gerald F., 1996, Landslide 45. triggering mechanisms, in Turner, A. Keith, and Schuster, Robert L., eds., Landslides—Investigation and mitigation: Transportation Research Board, Special report no. 247, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., p. 76–90.
12. C Elliott, Spiker, I. Paula, Gori, National Landslide Hazards Mitigation Strategy—A Framework for Loss Reduction, Circular 1244, 2003 U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey, Washington, DC, 2003.
13. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2006. – [Чинний від 2007-01-02]. – Вид. офіц. – К. : Укрбудинформ, 2006. – 83 с. – (Державні будівельні норми України).
14. Полевецький В. В. Регіональні особливості протизсувних споруд та зсувонебезпечних схилів Чернівецької області. – Рукопис. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.02 – основи і фундаменти. – Державне підприємство «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2009.
15. Сільченко К. В. Робота утримувальної протизсувної споруди у вигляді паль-шпонок. – Рукопис. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.02 – основи і фундаменти. – Державне підприємство «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2010.
16. Калюх Т.Ю. Оцінка напруженого стану зсувонебезпечних укосів в умовах сейсмічних навантажень. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.15.09 – "Геотехнічна і горнича механіка". – Національний технічний університет України "Київський політехнічний інститут" МОНУС України. – Київ, 2011.
17. Experimentally-analytical researches of the technical state of reinforce-concrete constructions for defense from landslide's pressure in seismic regions of Ukraine / I. Kalukh, V. Senatorov, A. Khavkin, V. Poleveckii, K. Silchenko, T. Kaliukh, K. Khavkin/ - Proceedings of the fib Symposium Tel Aviv 2013, Avraham N. Dancigier: Tel Aviv, Israel, pp. 625-628.
18. Проектирование подпорных стен и стен подвалов / ЦНИИИпромзданий. – М. : Стройиздат, 1990. – 104 с. – (Справ. Пособие к СНиП)
19. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування : ДБН В.1.1-24:2009. – Вид. офіц. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 69 с. – (Державні будівельні норми України).
20. Основи та фундаменти будинків і споруд : ДБН В.2.1-10-2009. [Чинний від 2009-07-01]. – Вид. офіц. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. – (Державні будівельні норми України).
21. Использование сейсмологических данных при расчете и анализе напряженно-деформированного состояния оползнеопасных склонов в сейсмически активных районах Украины /Ю.И.Калюх, К.А.Хавкин, Т.Ю.Калюх, В.П.Берчун / - Материалы Седьмой Международной сейсмологической школы "Современные методы обработки и интерпретации сейсмологических данных". - Обнинск, ГС РАН, 2012 - С. 138-142.
22. СНиП II-7-81*. Стройтельство в сейсмических районах. -М.:Стройиздат, 1982. – 47 с.
23. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. – М.: Центральное бюро научно-технической информации, 1986.–85с.
24. Егупов К.В., Устинов П.А. Расчеты оползневых откосов и противооползневых сооружений с учётом сейсмических воздействий прямым динамическим методом Режим доступа: http://www.nbuvg.gov.ua/portal/natural/Bud_kon/2011_75.../EgupUst.pdf
25. Медведев С. В. Сейсміка горних взрывов / С. В.Медведев. - М.: «Недра», 1964.-188 с.

**РИСУНКИ ДО СТАТТІ Ю.І. КАЛЮХ, О. М. ТРОФИМЧУК, Е. О. ЯКОВЛЕВ, Е.Я. КІЛЬВАНДЕР, К.В. СІЛЬЧЕНКО, В.В.ПОЛЕВЕЦЬКИЙ, Т.Ю.КАЛЮХ
 «ГЕОТЕХНІЧНІ ПРОБЛЕМИ ДІАГНОСТИКИ, МОНІТОРИНГУ, РОЗРАХУНКУ ТА ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХІДІВ
 ТА ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД У СЕЙСМОНЕБЕЗПЕЧНИХ РЕГІОНАХ УКРАЇНИ. ДОСВІД ДЕРЖАВНОГО
 НАУКОВО-ДОСЛІДНОГО ІНСТИТУТУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ОСТАННІ 5 РОКІВ»**



Рис. 1. Водовідвідна дренажна галерея для дренажу зсувного схилу м. Чернівці представляє собою 2,5-метровий бетонний тунель довжиною 1363,68 м, який складається з двох рівнів.



Рис. 2. Водовідвідна дренажна галерея починається на вул. Нахімова і, прорізаючи гору, виходить на вул. Гагаріна в м. Чернівці.



Рис. 3. Поперечні тріщини у центральній частині верхніх тюбінгів кілець дренажної галерей.

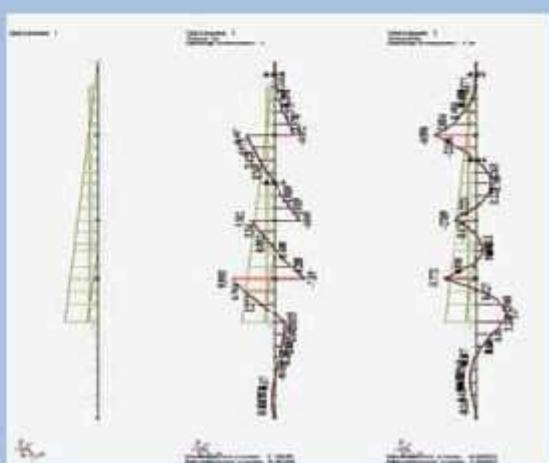


Рис. 6. Розрахункова схема з навантаженнями і епюри зусиль першого етапу розрахунків.

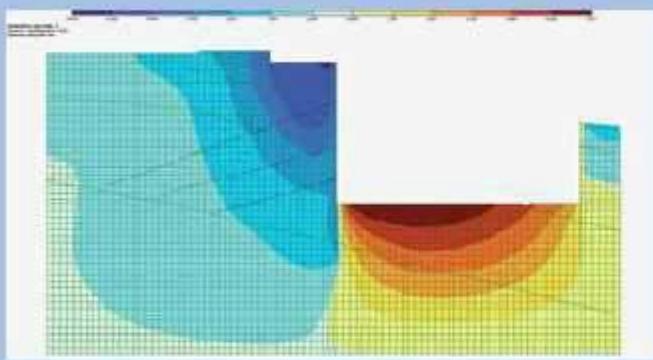


Рис. 7. Ізополя переміщення по осі Z другого етапу розрахунків.

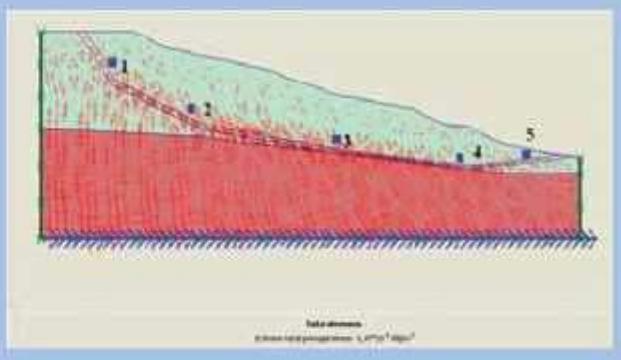


Рис. 9. Загальні напруги від власної ваги зсуву при динамічному навантаженні.

a)



б)



Рис. 8. Етапи будівництва об'єкта:
 а - котлован на рівні фундаменту;
 б - оздоблювальні роботи по будівлі.