

© В.І. Тимошук¹, Є.В. Тимошук¹

¹Національний технічний університет «Дніпровська політехніка», Дніпро, Україна

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ГЕОМЕХАНІЧНОГО СТАНУ ТЕХНОГЕННОГО ПОРОДНОГО МАСИВУ В УМОВАХ ДІЇ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

© V. Tymoshchuk¹, Y. Tymoshchuk¹

¹Dnipro University of Technology, Dnipro, Ukraine

MATHEMATICAL MODELING OF THE GEOMECHANICAL STATE OF A MANUFACTURED ROCK MASS UNDER THE CONDITIONS OF SEISMIC LOADING

Метою роботи є прогнозна оцінка геомеханічної стійкості низового укосу діючого хвостосховища ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг» в умовах дії основного та аварійного сполучення навантажень.

Методика дослідження. Оцінка геомеханічної стійкості низового укосу хвостосховища в умовах дії сейсмічного навантаження виконана за результатами чисельного моделювання гідродинамічних і геомеханічних процесів із застосуванням програмного комплексу *Phase2*, реалізованого на базі методу кінцевих елементів для двовимірної аналізу напружено-деформованого стану навантажених породних масивів.

Результати дослідження. На основі виконаного аналізу і узагальнення даних щодо геолого-гідрологічних, інженерно-геологічних та геолого-технічних умов ділянки хвостосховища виконана прогнозна оцінка гідродинамічного режиму хвостосховища відповідно до прийнятої схеми його нарощування та визначена геомеханічна стійкість низового укосу хвостосховища в умовах дії основного та аварійного сполучення навантажень. За результатами виконаних розрахунків обґрунтовані заходи та технічні рішення, спрямовані на забезпечення нормованої стійкості хвостосховища.

Наукова новизна. Встановлено залежність геомеханічної стійкості гідротехнічної споруди від фізичного стану складованих до хвостосховища порід та характеру їх обводнення в умовах дії сейсмічного навантаження, що дозволило обґрунтувати заходи щодо забезпечення стійкості низового укосу хвостосховища, які полягають в організації ефективної роботи окремих споруд та елементів дренажної системи, а також виключенні складування в приконтурній зоні верхньої частини укосу хвостосховища породного матеріалу зі зниженою фільтраційною проникністю.

Практичне значення. Результати виконаних досліджень складають основу для обґрунтування технічних рішень щодо забезпечення стійкості гідротехнічних споруд в умовах дії сейсмічного навантаження.

Ключові слова: хвостосховище, огорожувальні споруди, гідродинамічний режим, геофільтрація, геомеханічна стійкість.

Вступ. Оцінка впливу сейсмічного навантаження на геомеханічний стан техногенного породного масиву виконана за результатами модельних розрахунків несучої здатності низового укосу хвостосховища «Миролюбівка» ПАТ

«АрселорМіттал Кривий Ріг», проведеними у зв'язку з проєктованим нарощуванням хвостосховища.

Метою роботи є прогнозна оцінка геомеханічної стійкості низового укосу діючого хвостосховища в умовах дії основного та аварійного сполучення навантажень.

Основна частина. Хвостосховище «Миролюбівка» розташоване в межах існуючого земельного відводу комбінату ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг». Територія, на якій розташоване хвостосховище, приурочена до лівого борту балки Велика Кроква. Досліджувана ділянка знаходиться на території діючого хвостосховища «Миролюбівка» з відміткою огорожувальних дамб 155,0 м.

До північного борту хвостосховища примикає існуюче хвостосховище «Центральне» (1-а черга будівництва, абс. відм. 90,0 м). У північно-західній частині території розташований ставок оборотного водопостачання в балці Грушувата, а також проходить канал «АрселорМіттал Кривий Ріг» – Інгулець.

Хвостосховище «Миролюбівка» складається з первинної дамби з відміткою гребеня 102,5 м і вторинних дамб обвалування з відмітками 108,0 м; 115,0 м; 120,0 м; 125,0 м; 130,0 м; 135,0 м; 140,0 м; 145,0 м; 150,0 м і 155,0 м. Дамби обвалування зміщені по відношенню одна до одної всередину хвостосховища. Конструктивно тіло первинної дамби складається з власне тіла дамби з суглинку з кріпленням укосів і гребеня зі скельної розкривної породи.

Дамби обвалування з відмітками 108,0 м; 115,0 м; 120,0 м; 125,0 м; 130,0 м конструктивно представляють собою упорну призму зі скельної розкривної породи з екраном з хвостів, з кріпленням верхового укосу скельною розкривною породою. Решта вторинних дамб обвалування з відмітками 135,0 м; 140,0 м; 145,0 м; 150,0 м і 155,0 м відсипані з хвостів з кріпленням укосів і гребеня скельною розкривною породою.

З метою захисту території від підтоплення, повернення фільтраційних вод в систему оборотного водопостачання на хвостосховищі передбачена дренажна система.

При проєктній позначці нарощування 165,0 м, максимальна висота огорожувальних дамб складе 88,0 м. Проєктне положення рівня води на верховому укосі хвостосховища визначається відміткою 163,5 м.

Геофільтраційні розрахунки і оцінка геомеханічної стійкості низового укосу хвостосховища виконані із застосуванням реалізованої у програмному комплексі Phase2 чисельної моделі профільної двовимірної фільтрації і деформаційної пружно-пластичної моделі середовища з внутрішнім тертям, заснованими на базі методу скінчених елементів (МСЕ) [1–5].

Процедура чисельного рішення в методі скінчених елементів базується на передумові силової взаємодії між елементами модельованої області тільки у вузлових точках. При цьому умова безперервності середовища задовольняється нерозривністю вузлових зв'язків між елементами.

У скороченій формі рівняння для скінчених елементів модельованої області може бути представлено у вигляді:

$$[K]\{a\} = \{F\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\} + \{F_g\}, \quad (1)$$

де $[K]$ – матриця жорсткості; $\{a\}$ – вектор вузлових переміщень; $\{F\}$ – вектор вузлових навантажень; $\{F_b\}$ – власна вага ґрунту; $\{F_s\}$ – сили поверхневого тиску; $\{F_n\}$ – зосереджена вузлова сила; $\{F_g\}$ – навантаження від сейсмічних коливань.

Реалізований в програмному комплексі Phase2 спільно з методом кінцевих елементів метод зниження параметрів міцності при оцінці запасу стійкості породного масиву забезпечує можливість одночасного визначення положення поверхні ковзання і коефіцієнта стійкості при відсутності будь-яких обмежень щодо геометрії механізму руйнування.

Згідно методу, що використовується, розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості знаходиться з відношення максимально можливої міцності ґрунту до мінімального значення, необхідного для забезпечення рівноваги

$$k_s = \frac{\tau_{гран}}{\tau_{діюч}}. \quad (2)$$

При поданні формули (2) у вигляді стандартної умови Кулона-Мора вона набуває вигляду:

$$k_s = \frac{\sigma_n \cdot tg\phi + C}{\sigma_n \cdot tg\phi_r + C_r}, \quad (3)$$

де C і ϕ – вихідні параметри міцності – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя; σ_n – фактичне нормальне напруження; C_r і ϕ_r – параметри міцності, знижені в ході розрахунку до мінімальних значень, достатніх для підтримки рівноваги.

При цьому в умовах дії порового тиску розрахунок зсувної міцності ґрунту τ_r проводиться з використанням критерію міцності Кулона-Мора, поданого у вигляді:

$$\tau_r = (\sigma_n - u)tg\phi + C, \quad (4)$$

де u – поровий тиск.

У розрахунковій схемі прогноз руйнування здійснюється шляхом одночасного зниження обох показників зсувної міцності:

$$C_r = \frac{C}{k}, \quad (5)$$

$$\phi_r = \frac{\phi}{k}, \quad (6)$$

де k – коефіцієнт зниження міцності, відповідний коефіцієнту стійкості в момент руйнування.

Перевагою використання методу зниження міцності є його єдність з іншими можливостями чисельного моделювання, що дозволяє прийняти до уваги

занурену частину укосів при розрахунку стійкості на слабких (стисливих) ґрунтах з урахуванням процесів консолідації основи і його зміцнення, а також виконувати розрахунок стійкості з урахуванням надлишкового порового тиску, що формує «відпір» в центральній частині укосів і сприяє зниженню їх стійкості [1, 2].

Визначення положення кривих гідравлічних депресій в межах низового укосу хвостосховища «Миролюбівка» і оцінка його геомеханічної стійкості виконано для двох профілів, побудованих для пікетів ПК 12+00 і ПК 48+00.

Гідродинамічні розрахунки виконані для стаціонарного режиму фільтрації в умовах насичено-ненасиченого ґрунтового потоку. Значення гідравлічної проникності розрахункових різностей ґрунтів в основі хвостосховища та складованих до нього породних матеріалів прийняті за даними інженерно-геологічних вишукувань.

При виконанні розрахункової схематизації до уваги були прийняті геометричні розміри хвостосховища та особливості геологічної будови його низового укосу, характер залягання породних шарів в тілі хвостосховища та його основи, положення основних гідродинамічних елементів (елементів дренажної системи), що визначають деформації гідравлічного потоку в межах ділянок розрахункових профілів.

Методикою моделювання гідродинамічного стану низового укосу хвостосховища передбачалось виконання прямих геофільтраційних розрахунків за умови нарощування хвостосховища до відмітки 165,0 м з відміткою води в чаші хвостосховища 163,5 м.

Методика розрахунку стійкості низового укосу хвостосховища передбачали вирішення прямих геомеханічних задач, які на першому етапі полягали в оцінці напружено-деформованого стану хвостосховища, на другому – оцінці його стійкості в умовах дії основного та аварійного сполучення навантажень – за результатами псевдостатичного аналізу з урахуванням сейсмічних впливів на рівні максимального розрахункового землетрусу (МРЗ).

Згідно з даними інженерно-геологічних вишукувань та мікросейсмічного районування територія хвостосховища знаходиться в межах зони з інтенсивністю сейсмічних впливів, яка за шкалою MSK-64 відповідає 8 балам. Відповідно до рівня сейсмічного навантаження величина коефіцієнта сейсмічності μ (коефіцієнта горизонтального прискорення) для досліджуваної ділянки знаходиться в діапазоні значень $\mu = 0,025 \dots 0,05$ [6–11].

Критерієм забезпечення стійкості низового укосу хвостосховища є виконання для найнебезпечнішої призми зсуву нерівності [9]:

$$\gamma_{fc} F \leq \frac{1}{\gamma_n} \left(R \frac{\gamma_c}{\gamma_{m(g)}} \right), \quad (7)$$

де γ_n , γ_{fc} , γ_c , $\gamma_{m(g)}$ – коефіцієнти, відповідно, надійності за відповідальністю, сполучення навантажень, умов роботи, надійності за матеріалами або ґрунтами, значення яких вибираються за ДБН В.2.4-3:2010 [9]; R – узагальнене розрахункове значення сил (або їх моментів) граничного опору зсуву по поверхні, що

розглядається; F – узагальнене розрахункове значення активних сил (або моментів цих сил) відносно центра поперхні ковзання.

При пошуку небезпечної поперхні зсуву може бути використана залежність для коефіцієнту стійкості (коефіцієнту запасу стійкості):

$$k_s = \frac{R}{F}. \quad (8)$$

Тоді умова (7) може бути записана як:

$$k_s \geq [k_s], \quad (9)$$

де $k_s \geq [k_s]$ – допустиме (нормоване) значення коефіцієнту стійкості:

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc} \cdot \gamma_{m(g)}}{\gamma_c}. \quad (10)$$

Відповідно до класу (підкласу) відповідальності СС3, до якого віднесено хвостосховище «Миролюбівка», для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів А [7] значення нормованого коефіцієнту надійності згідно з ДБН В.2.4-3:2010 [9] становить $\gamma_n = 1,25$.

Значення коефіцієнту сполучення навантажень при розрахунках за першою групою граничних станів приймається у відповідності до ДБН В.2.4-3:2010 [9] і для періоду експлуатації при аварійному сейсмічному навантаженні на рівні максимального розрахункового землетрусу (МРЗ) становить $\gamma_{fc} = 0,85$.

Згідно з розрахунковим сполученням навантажень для основного сполучення навантажень при використанні розрахункових значень властивостей ґрунтів (значення коефіцієнту надійності за ґрунтами при використанні розрахункових значень фізико-механічних характеристик приймається рівним $\gamma_{m(g)} = 1,0$) і коефіцієнту умов роботи $\gamma_c = 1,0$ допустиме нормоване значення коефіцієнту стійкості для основного сполучення навантажень становить $[k_s] = 1,25$, для аварійного сполучення навантажень при сейсмічному навантаженні на рівні максимального розрахункового землетрусу (МРЗ) – $[k_s] = 1,0625$.

Розміри модельованих профілів ПК 12+00 і ПК 48+00 визначені за умови мінімізації впливу їх контурів на напружено-деформований стан ґрунтового масиву і охоплюють ділянки відповідно протяжністю 741,0 і 860,0 м при потужності модельованої товщі від 37,9 і 79,8 м в основі низового укосу хвостосховища до 107,5 і 140,8 м – на ділянці розташування проекрованої дамби обвалування з відміткою гребеня 165,0 м.

Розрахункові профілі згідно з будовою низового укосу хвостосховища для профілів ПК 12+00 і ПК 48+00 з урахуванням силової дії шару води в чаші хвостосховища наведені на рис. 1, 2.

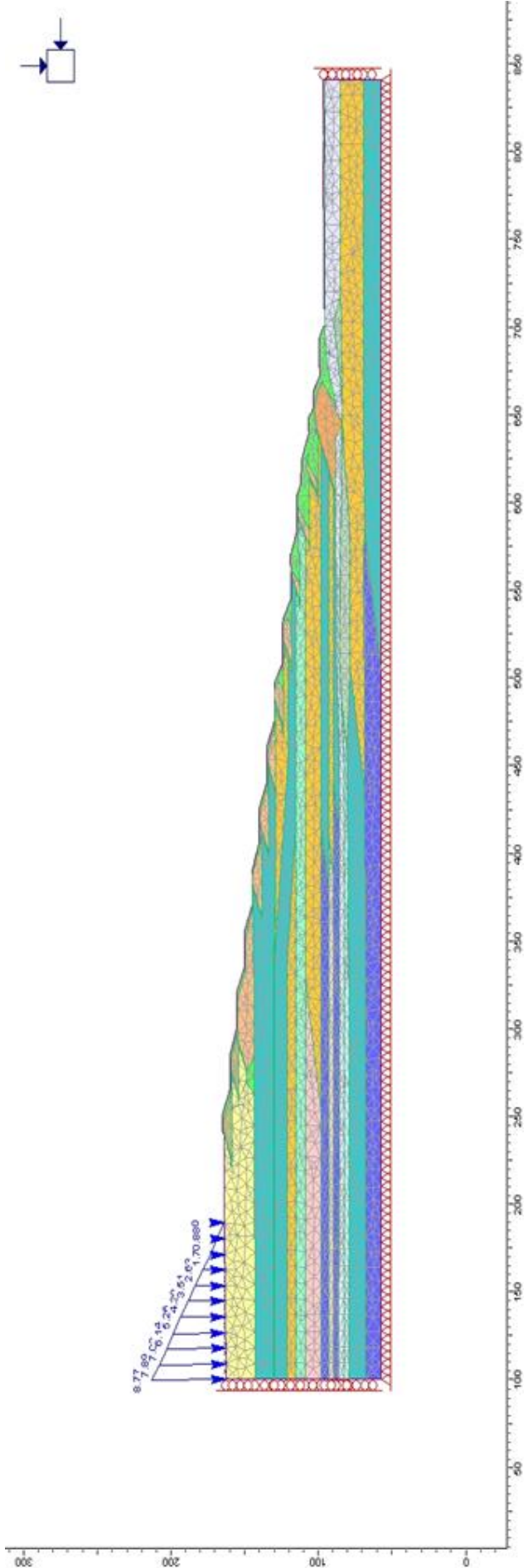


Рис. 1. Розрахункова скінченно-елементна дискретизація ділянки низового укосу хвостосховища, ПК 12+00

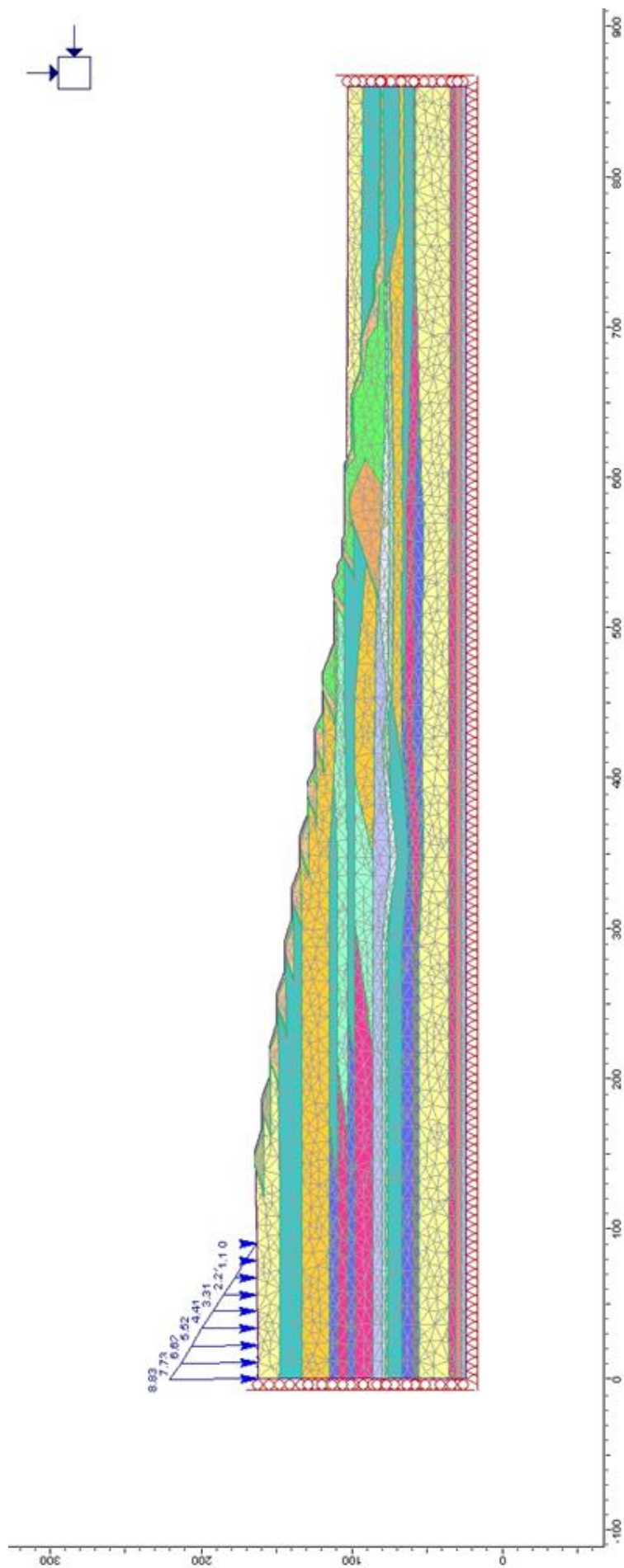


Рис. 2. Розрахункова скінченно-елементна дискретизація ділянки низового укосу хвостосховища, ПК 48+00

Для забезпечення просторової визначеності модельованих масивів на бічних границях розрахункових профілів задавались нульові горизонтальні переміщення, а на їх нижньому контурі – нульові горизонтальні і вертикальні переміщення. Силова взаємодія між елементами моделі визначалася гравітаційними (об'ємними) силами в ґрунтовій товщі.

У загальному вигляді чисельні моделі в межах оцінюваних профілів представлені трикутними шестивузловими кінцевими елементами 32 типів відповідно до геолого-літологічної будови та властивостей ґрунтів основи, матеріалу дамб обвалування та їх конструктивних елементів, а також складованих до хвостосховища відходів рудозбагачення.

Основними параметрами, що визначають стан модельованого масиву і його поведінку в умовах пружно-пластичного деформування, є питома вага γ , модуль деформації E , коефіцієнт Пуассона ν , питома зчеплення C і кут внутрішнього тертя φ , тобто набір характеристик, одержуваних при проведенні стандартного комплексу інженерно-геологічних вишукувань.

Прийняті до розрахунку значення фізико-механічних характеристик літологічних різностей визначені за результатами статистичної обробки вибіркових даних з урахуванням коефіцієнта надійності по ґрунту $\gamma_{m(g)}$ для першої групи граничних станів.

За результатами виконаних розрахунків встановлено, що характер геофільтрації в межах низового укосу при проектуваному нарощуванні хвостосховища до відмітки 165,0 м і відмітці води 163,5 м визначається наявністю в його тілі переважно добре проникних відкладів, представлених складованими до хвостосховища супісками, пісками дрібними і середньої крупності, що підстеляються відносно слабпроникними відкладеннями суглинків і глин в ґрунтовій основі хвостосховища.

Дренування породного масиву хвостосховища забезпечується завдяки роботі розташованих в межах низового укосу елементів дренажної системи, які представлені трубчастим горизонтальним дренажем, дренажними лотками і дренажними стрічками.

Рівневі поверхні депресійних кривих в межах низового укосу хвостосховища, встановлені за результатами чисельного моделювання для розрахункових профілів ПК 12+00 і ПК 48+00, а також розрахунковий розподіл гідравлічних напорів і відповідного їм порового тиску в тілі хвостосховища і ґрунтовій основі наведено на рис. 3, 4.

Слід відзначити, що наявність локального гідравлічного підпору в межах дамб обвалування, що фіксуються за даними чисельних розрахунків переважно в нижній частині низового укосу профілів 12+00 і 48+00, пов'язано з розташуванням у цьому інтервалі первинної дамби обвалування, складеної відносно слабопроникними насипними суглинками і глинами ІГЕ 2в.

Однак, відсутність в межах вказаних ділянок низового укосу витриманих шарів слабопроникних порід, що перекривають складований до хвостосховища супіщаний і піщаний матеріал, не створює істотних передумов для формуванню в тілі хвостосховища надлишкових гідравлічних напорів, які б могли суттєво впливати на зниження геомеханічної стійкості низового укосу.

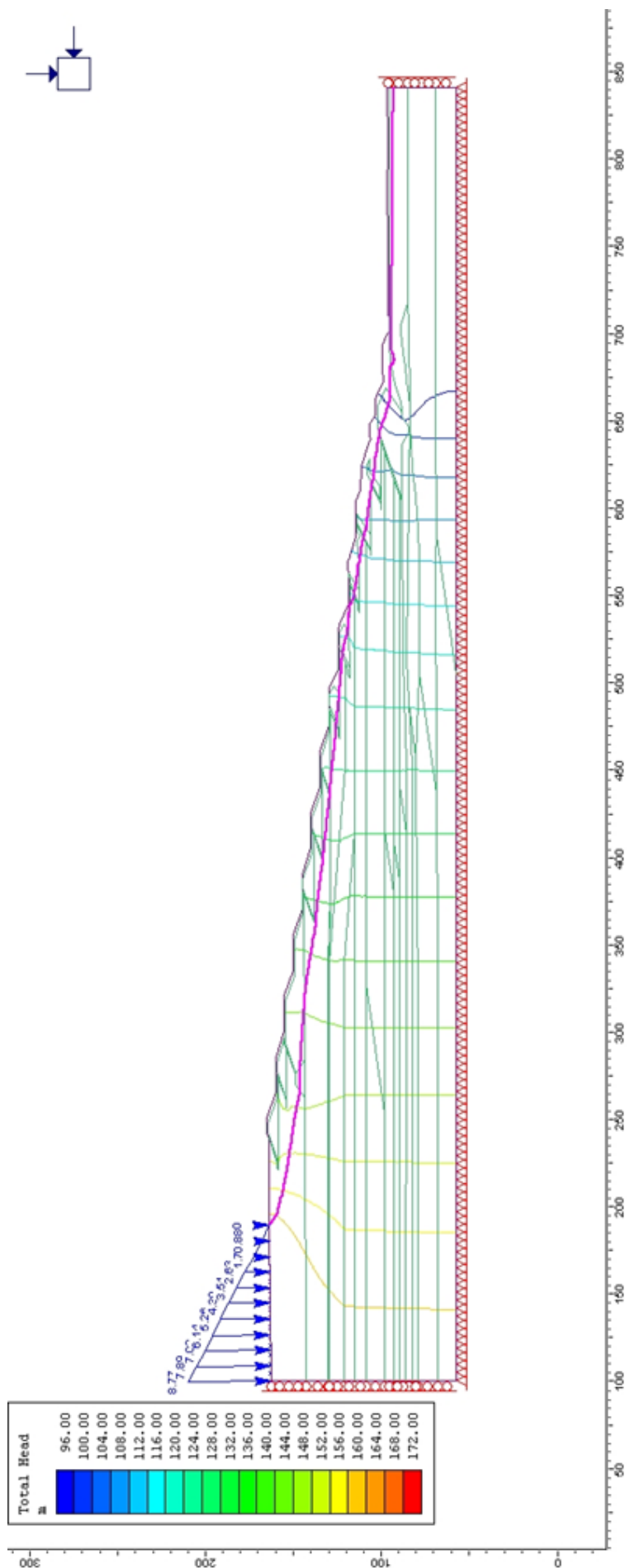


Рис. 3. Розрахунковий розподіл гідралічних напорів і положення депресійної кривої на ділянці низового укосу
хвостосховища, ПК 12+00

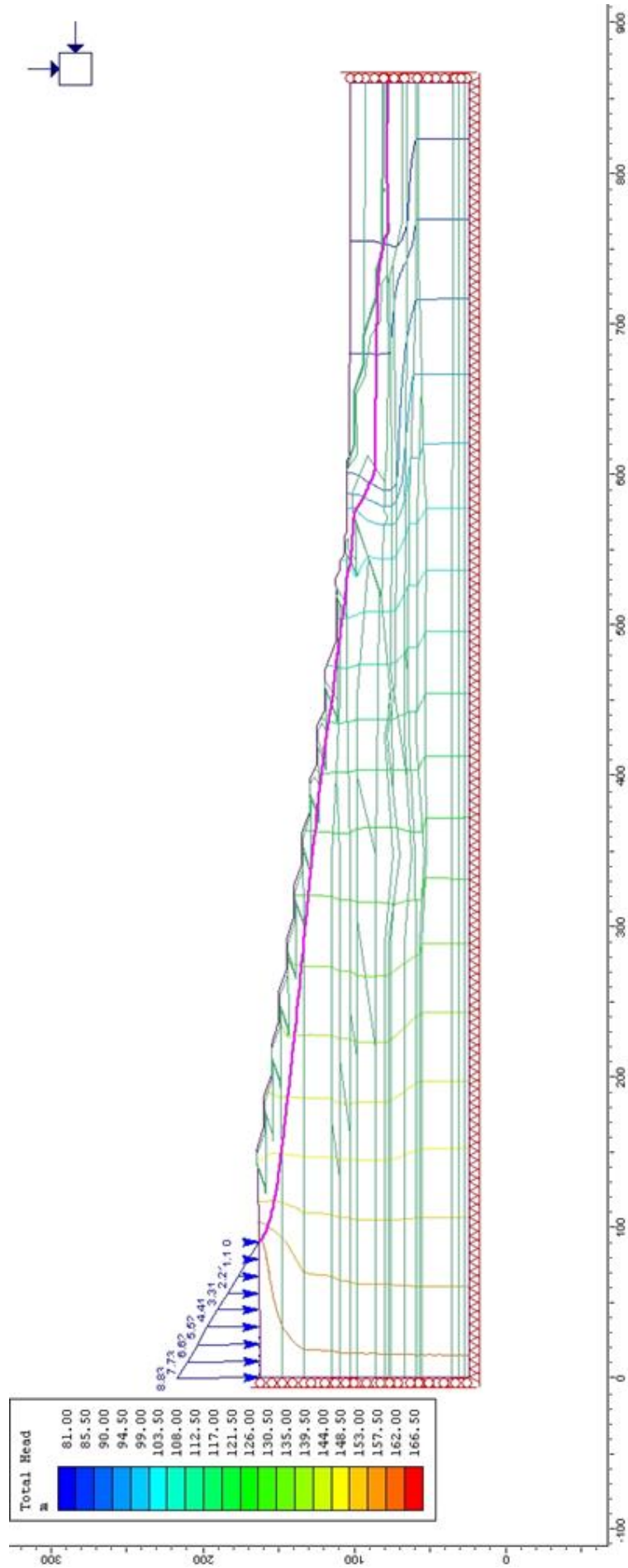


Рис. 4. Розрахунковий розподіл гідравлічних напорів і положення депресійної кривої на ділянці низового укосу хвостосховища, ПК 48+00

Виконані розрахунки геомеханічної стійкості низового укосу хвостосховища в умовах його проектного нарощування показали, що їх напружено-деформований стан в межах досліджуваних ділянок визначається геометричними розмірами і розташуванням дамб обвалування, деформаційними властивостями і властивостями міцності складованих до хвостосховища відходів рудозбагачення, підстилаючих їх різностей ґрунтової основи, а також положенням гідравлічної депресії в межах нижньої частини низового укосу хвостосховища.

До особливостей зсувного деформування низового укосу хвостосховища відноситься приналежність максимальних зсувних деформацій до шарів суглинків лесовидних і глин ІГЕ 10-15, а також суглинків ІГЕ 16, що залягають в верхній частині ґрунтової основи хвостосховища. Для цих відкладень характерні низькі розрахункові значення опору внутрішнього тертя, визначені за даними іспитів в умовах неконсолідовано-недренованого зсуву.

Згідно з виконаними розрахунками для інтервалів залягання відкладень ІГЕ 10-15 і ІГЕ 16 характерні також найменші значення коефіцієнту міцності, який визначається із співвідношення розрахункової міцності порід та діючих максимальних зсувних напружень. Для розрахункових профілів величини коефіцієнту міцності, що відповідають положенню потенціальної поверхні ковзання в основі низового укосу, характеризується значеннями в межах 1,26...1,58.

Значення коефіцієнту запасу стійкості k_s для основного сполучення навантажень, отримані за умови проектного нарощування хвостосховища і розрахункового положення гідравлічної депресії для профілів ПК 12+00 і ПК 48+00, складають відповідно $k_s = 1,551$ і $k_s = 1,688$, що більше нормованого значення $[k_s] = 1,250$, встановленого згідно з вимогами ДБН В.2.4-3:2010 для споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 (табл.).

Для аварійного сполучення навантажень значення коефіцієнтів запасу стійкості визначені при інтенсивності землетрусу на рівні МРЗ 8 балів і відповідному йому діапазоні значень коефіцієнту сейсмічності (коефіцієнту горизонтального прискорення) $\mu = 0,025 \dots 0,05$. Згідно з виконаними розрахунками несуча здатність низового укосу хвостосховища в умовах його проектного нарощування для профілів ПК 12+00 і ПК 48+00 характеризується величинами коефіцієнту запасу стійкості відповідно $k_s = 1,107 \dots 1,299$ і $k_s = 1,200 \dots 1,417$, що також перевищують нормоване значення запасу стійкості для аварійного сполучення навантажень, встановлене рівним $[k_s] = 1,0625$ (табл., рис. 5, 6).

Таблиця

Розрахункові значення коефіцієнта запасу стійкості k_s низового укосу хвостосховища «Миролюбівка» в умовах проектного нарощування

Варіант розрахунку	Нормоване значення, $[k_s]$, дол. од.	Значення коефіцієнта запасу стійкості, k_s , дол. од.	
		Розрахункові профілі	
		ПК 12+00	ПК 48+00
Породний масив хвостосховища, проектне положення гідравлічної депресії, основне сполучення навантажень, $\gamma_{ls} = 1,00$	1,250	1,551	1,688
Породний масив хвостосховища, проектне положення гідравлічної депресії, сейсмічний вплив, аварійне сполучення навантажень на рівні МРЗ, $\gamma_{ls} = 0,85$ (інтенсивність землетрусу 7 балів, нижнє значення коефіцієнту горизонтального прискорення $\mu = 0,025$ – нижня межа 8 балів)	1,0625	1,299	1,417
Породний масив хвостосховища, проектне положення гідравлічної депресії, сейсмічний вплив, аварійне сполучення навантажень на рівні МРЗ, $\gamma_{ls} = 0,85$ (інтенсивність землетрусу 8 балів, верхнє значення коефіцієнту горизонтального прискорення $\mu = 0,05$ – верхня межа 8 балів)	1,0625	1,107	1,200

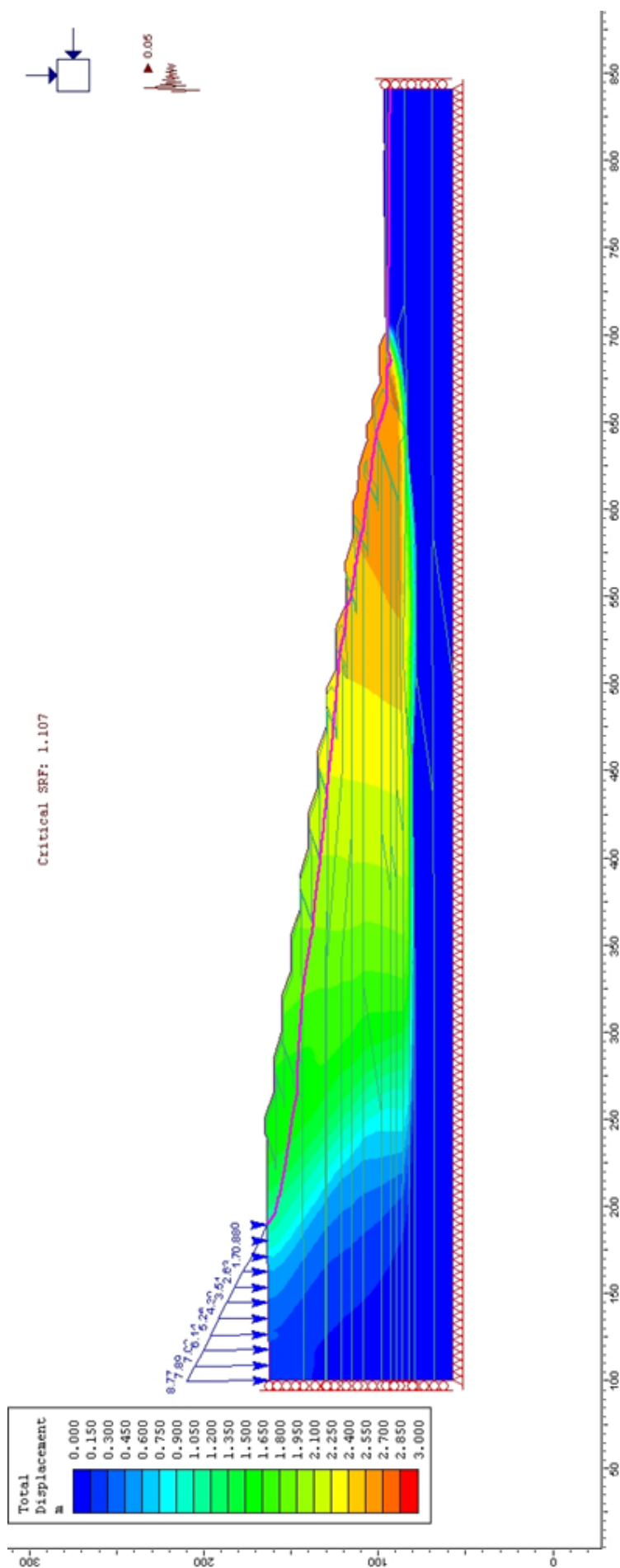


Рис. 5. Розрахунковий характер деформування, аварійне навантаження на рівні МРЗ ($\mu = 0,05$), коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,107$, ПК 12+00

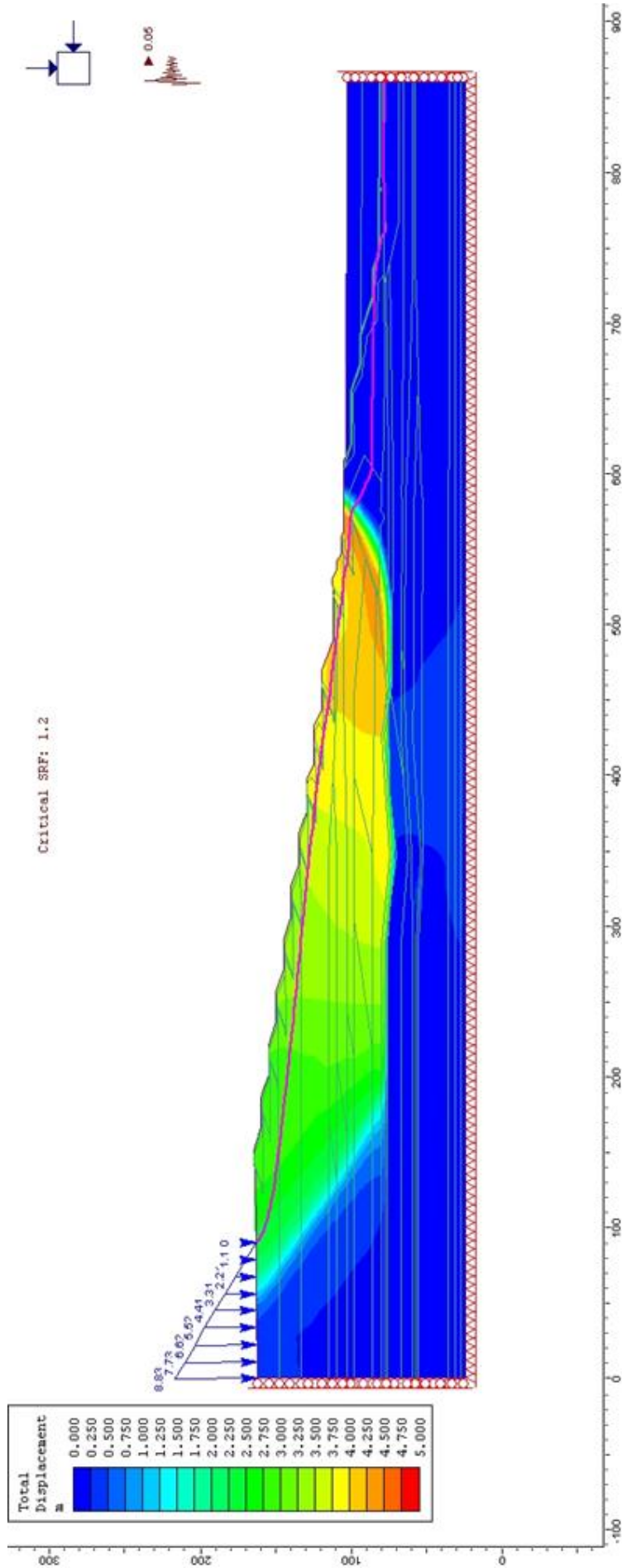


Рис. 6. Розрахунковий характер деформування, аварійне навантаження на рівні МРЗ ($\mu = 0,05$), коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,200$, ПК 48+00

Висновки. За результатами аналізу інженерно-геологічних умов ділянки хвостосховища «Миролюбівка», а також виконаних фільтраційних розрахунків і розрахунків несучої здатності низового укосу хвостосховища з використанням програмного комплексу *Phase2* встановлено наступне.

Формування гідравлічної депресії на ділянці низового укосу хвостосховища при його нарощуванні до відмітки 165,0 м і проектованій відмітці води 163,5 м відбувається під впливом достатньо високої проникності складованого до хвостосховища матеріалу, переставленого переважно супісками, пісками дрібним і середньої крупності, а також роботи дренажних споруд, якими є трубчастий дренаж, дренажні лотки і дренажні стрічки.

Відсутність в межах низового укосу витриманих шарів відносно слабопроникних порід, що перекривають складований до хвостосховища супіщаний і піщаний матеріал, не створює передумов для формування в тілі хвостосховища надлишкових гідравлічних напорів, які б могли впливати на зниження геомеханічної стійкості низового укосу.

В умовах розрахункового (проектного) розподілу гідравлічних напорів і положення гідравлічної депресії в межах низового укосу хвостосховища його стійкість визначається наявністю в ґрунтовій основі шарів порід з пониженою міцністю, до яких відносяться суглинки лесоподібні і глини ІГЕ 10-15, а також суглинки ІГЕ 16, що характеризуються низькими розрахунковими значеннями опору внутрішнього тертя, визначеними за даними іспитів в умовах неконсолідовано-недренованого зсуву.

Згідно з виконаними розрахунками для інтервалів залягання цих відкладень характерні найменші значення коефіцієнту міцності, який визначається із співвідношення розрахункової міцності порід та діючих максимальних зсувних напружень.

Значення коефіцієнту запасу стійкості k_s для основного сполучення навантажень, отримані за умови проектованого нарощування хвостосховища і розрахункового положення гідравлічної депресії для профілів ПК 12+00 і ПК 48+00, складають відповідно $k_s = 1,551$ і $k_s = 1,688$, що перевищує нормоване значення $[k_s] = 1,250$, встановлене згідно з вимогами ДБН В.2.4-3:2010 для споруд класу наслідків (відповідальності) СС3.

Для аварійного сполучення навантажень значення коефіцієнтів запасу стійкості встановлені при інтенсивності землетрусу на рівні МРЗ 8 балів і відповідному йому діапазоні значень коефіцієнту сейсмічності (коефіцієнту горизонтального прискорення) $\mu = 0,025 \dots 0,05$.

Згідно з виконаними розрахунками несуча здатність низового укосу хвостосховища в умовах його проектованого нарощування для профілів ПК 12+00 і ПК 48+00 характеризується величинами коефіцієнту запасу стійкості відповідно $k_s = 1,107 \dots 1,299$ і $k_s = 1,200 \dots 1,417$, що також перевищують нормоване значення запасу стійкості для аварійного сполучення навантажень, встановлене рівним $[k_s] = 1,0625$.

Для забезпечення несучої здатності низового укосу хвостосховища при його проектованому нарощуванні до відмітки 165,0 м на рівні не нижче розрахункової

для основного і аварійного сполучення навантажень необхідною умовою є забезпечення ефективної роботи як окремих дренажних споруд і їх елементів, так і дренажної системи в цілому.

Додатковою умовою при проектуваному нарощенні хвостосховища є виключення складування в приконтурній зоні верхньої частини укосу хвостосховища породного матеріалу з пониженою фільтраційною проникністю – для запобігання формування в укосі зон з надлишковими гідравлічними напорами в покритті складованого до хвостосховища супіщаного і піщаного матеріалу.

Перелік посилань

1. Тимошук, В.І. (2019). Оцінка гідрогеомеханічної стійкості гідротехнічних споруд на основі даних про розрідження ґрунтів в умовах можливих сейсмічних впливів. *Матеріали науково-технічної конференції. ТОВ «Фундаментстроймакс»*. 31–32.
2. Тимошук, В.І., & Шерстюк, Є.А. (2022). Комплексна оцінка стану гідротехнічних споруд Ладжинської ТЕС у зв'язку з їх реконструкцією. *Збірник наукових праць НТУ «Дніпровська політехніка»*, 69, 120–132.
<https://doi.org/10.33271/crpnmu/69.120>
3. Fadeev, A.V. (1987). *Metod konechnikh elementov v geomekhanike*. Nedra.
4. Duncan, J. M. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4), 307–316.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2000\)126:4\(307\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:4(307))
5. Pande, G.N., Beer, G., & Williams, J.R. (1990). *Numerical Methods in Rock Mechanics*. John Wiley and Sons, Ltd.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. *Норми проектування*. (2006). Мінбуд України.
7. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. (2009). Мінрегіонбуд України.
8. ДБН-В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. *Основні положення проектування*. (2009). Мінрегіонбуд України.
9. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. *Гідротехнічні споруди. Основні положення*. (2010). Мінрегіонбуд України.
10. ДБН В.1.1-12:2014. *Будівництво в сейсмічних районах України*. (2014). Мінрегіонбуд України.
11. *User's Guide Edition 2018 GEO5* (2018). Civil engineering software. – Fine Ltd.

ABSTRACT

The aim of the study is to predict the geomechanical stability of the bottom slope of the operating tailing dump PJSC ArcelorMittal Kryvyi Rih under the conditions of the main and emergency load combination.

Research methods. The geomechanical stability of the tailing dump bottom slope under seismic loading was assessed based on the results of numerical modeling of hydrodynamic and geomechanical processes using the Phase2 software package implemented on the basis of the finite element method for two-dimensional analysis of the stress-strain state of loaded rock masses.

Research results. Based on the analysis and synthesis of data on geological, hydrogeological, engineering, geological and technical conditions of the tailings slope, a predictive assessment of the hydrodynamic regime of the tailings slope was performed in accordance with the adopted scheme of its expansion and the geomechanical stability of the tailings slope under the action of the main and

emergency combination of loads was determined. Based on the results of the calculations, the measures and technical solutions aimed at ensuring the normalized stability of the tailing dump are substantiated.

Scientific novelty. The dependence of the geomechanical stability of the hydraulic structure on the physical condition of the rocks stored in the tailings dump and the nature of their watering under seismic loading was established, which made it possible to substantiate measures to ensure the stability of the tailings dump's lower slope, which consist in organizing the efficient operation of individual structures and elements of the drainage system, as well as excluding the storage of rock material with reduced filtration permeability in the contour zone of the upper part of the tailings dump slope.

Practical significance. The results of the performed research form the basis for substantiating technical solutions to ensure the stability of hydraulic structures under seismic loading.

Keywords: *tailing dump, enclosing structures, hydrodynamic regime, geofiltration, geomechanical stability.*