

А. К. БУГАЙОВ (Придніпровська залізниця),
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН, С. В. ЦЕПАК (ДІТ)

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ПРАКТИЧНИХ РОЗРАХУНКІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА З ВАРІАЦІЄЮ ДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ

В роботі викладено результати аналізу динамічного впливу на роботу земляного полотна при переході на швидкісний рух. Наведено впровадження методу кінцевих елементів у розрахунки під час модернізації реальних споруд.

В работе изложены результаты динамического влияния на работу земляного полотна при переходе на скоростное движение. Приведено внедрение метода конечных элементов в расчеты во время модернизации реальных сооружений.

The results of dynamic influence on the subgrade work are shown in the article at the transition to high-speed motion. The intrusion of a finite element method in calculations during the innovation of real facilities is done.

Огляд науково-технічної літератури по перевлаштуванню траси Київ–Дніпропетровськ при переході до підвищеної швидкості руху поїздів до 140 км/год підтвердив складність врахування динамічної складової, що обумовлює спрощені підходи нормативної документації для проектування. Однак розгляд цього напрямку в науково-практичній роботі є необхідним, так як збільшення швидкості рухомого складу залізниць зростає на рівні з розвитком пропускної спроможності. При цьому також слід врахувати, що всі наукові дослідження земляного полотна, проводились без розвитку та формування напрямків на основі, не розробленої на даний термін, теорії управління земляним полотном.

На цьому рівні створились умови за яких на ПЧ та геотехнічних станціях відпала необхідність присутності приладів постійного контролю земполотна та вивчення і аналізу ґрунтів, що привело до скорочення інформації про земляне полотно, яка накопичується і аналізується у проєктантів. На діючих ПЧ немає можливості використовувати комп'ютерну техніку для оцінки і порівняння існуючих методів розрахунків, тому на даному етапі треба використовувати імітаційне моделювання земляного полотна методом скінчених елементів (МСЕ), як найбільш зручного, точного та наочного із відомих чисельних методів [1–5]. Практична реалізація імітаційного моделювання МСЕ проводилася на основі ліцензійного професійного комплексу Structure CAD for Windows, version 7.29 R3 (SCAD). Цей пакет відомий своєю зручністю у користуванні, наочністю результатів розрахунку, достатньою збіжністю результатів.

Лабораторією механіки ґрунтів проведено дослідження по визначенню швидкості розповсюдження та впливу силових хвильових процесів на ґрунти. В результаті випробувань визначено, що вступаюча хвиля від руху тягового електровозу в щільних ґрунтах розповсюджується швидше і досягає швидкості 3800 м/с у центрі земполотна, а на поверхні відкосу – 180–200 м/с. Ця хвиля має характер сейсмічної, розповсюджується до 50–100 м від земляного полотна, за малої частоти появ значно не впливає на споруди, а використовується в основному для врахування динамічної пружної константи при аналізі ґрунтів за формулою [2]:

$$E_d = C_p^2 \cdot \rho, \quad (1)$$

де C – швидкість розповсюдження поздовжньої хвилі, м/с;

ρ – щільність ґрунту, кг/м³.

Слід відзначити, що ця складова розрахунків використовується (у вигляді коефіцієнтів) нормативними документами тільки при розрахунках сейсмічного впливу.

Враховуючи вимоги нормативних документів, за яких достатньо висоти насипу із піску у 1 м до баластної призми для врахування динамічних властивостей руху, були досліджені вертикальні-поперечні хвилі. В результаті аналізу вимірів виявлено, що для баластного шару найбільша роль належить вертикальній складовій. Особливо в районах стику величина її зростає у 2–3 рази вище, у порівнянні із другими участками.

По даним Г. М. Шахунянца [6] доведено, що чим більше швидкість рухомого складу, тим швидше переміщується навантаження через

даний перетин колії і тим на меншу глибину проникає її вплив. На глибині 1 м від основної площадки при швидкості 50 км/год напруження у підрельсовому перерізі склали в середньому близько 43 % від напружень основної площадки, при швидкості 100 км/год – 38 %, а при швидкості 150 км/год – 32 %. Із збільшенням глибини напруження згасають і на глибині 2 м при тих же умовах складають (для швидкості 100 км/год) – 14 %, а на глибині 5 м – менше 1 %.

Враховуючи це, ми можемо впевнено сказати що на глибині тільки 5 м вплив динамічної вертикальної складової можливо не враховувати, а нормативне значення за сумою впливу сейсмічної поздовжньої та вертикальної хвиль недостатньо досліджені і не враховуються.

Частотна характеристика, яка впливає на процес можливо відпочинку (відновлення міцностних властивостей ґрунту земполотна) та зчеплення ґрунтів, по даним нормативної документації зовсім не враховується.

Для того, щоб надати рекомендації щодо стану земляного полотна, нами проведений аналіз, сутністю якого було порівняння стану земляного полотна при різних швидкостях потягу.

Враховуючи що збільшення швидкості приводить до зміни хвильових процесів [7], які розповсюджуються у деякій зоні масиву, а також збільшення частотного ударно-силового впливу на споруди [8], приймаємо, що збільшення частоти імпульсів від суми всіх колісних пар поїзду (наприклад у 20 вагонів), дозволяє вважати навантаження під шпальної площадки (труби), як нескінченний-ударний процес, термін дії окремих частин є загальною сумою коротких імпульсів. Це дозволяє використати задачу Мак-Міллена, де кінцева тривалість безкінечно-ударного процесу є прямий результат

зменшення проміжків часу між послідовними ударами. Все це дозволяє «розмазати» окремих імпульс у часі, а також отримати вираз для окремої «сили»:

$$P_{\text{cp}} = mV_0 / t_0 \quad (2)$$

Із (2) зрозуміло, що збільшення сили P_{cp} впливає на питоме розподілення $Q_{\text{уд}}$, і яке змінюється по параболічній залежності від V – швидкості поїзду, де при розрахунках прийнято навантаження m на вісь 20 т [6], та яке віднесе не до площі одного погонного метру шпальної решітки, тобто:

$$Q_{\text{уд}} = P_{\text{cp}} / L_{\text{шпали}} \cdot 1 = P_{\text{cp}} / 2,75 \quad (3)$$

Для того, щоб надати рекомендації щодо тану земляного полотна, нами проведено аналіз, сутністю якого було порівняння стану земполотна при різних швидкостях руху.

Проаналізовано стан земполотна з такими значеннями швидкостей:

- 1 варіант – $V = 70$ км/год.
- 2 варіант – $V = 140$ км/год.
- 3 варіант – $V = 210$ км/год.

Навантаження на земполотно взято із розрахунків на динамічний вплив потягу, який переусувається з наведеними швидкостями:

- 1 варіант – $q = 150$ кН/м².
- 2 варіант – $q = 540$ кН/м².
- 3 варіант – $q = 1200$ кН/м².

Для розрахунків обране земполотно, загальний вигляд перерізу якого наведено на рис. 1.

Схема прикладення трьох варіантів динамічного навантаження на верхню частину земполотна наведено на рис. 2.

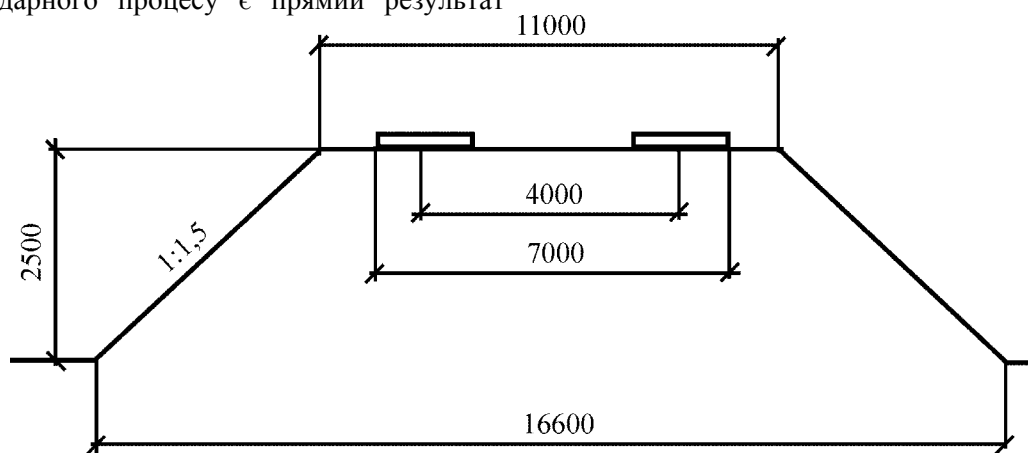


Рис. 1. Загальний вигляд перерізу земляного полотна

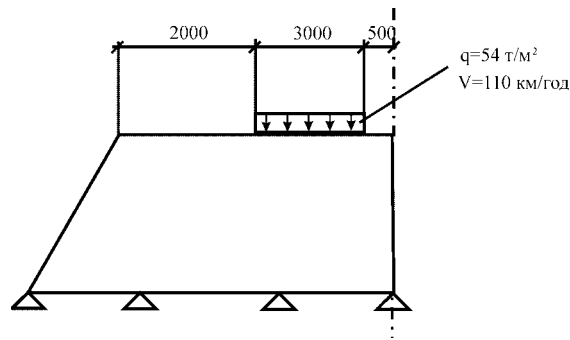


Рис. 2. Схема прикладення варіантів динамічного навантаження

Модель імітаційного моделювання МСЕ обиралася плоскою. Такий вигляд моделі зумовлений однорідністю структури земполотна і достатньо адекватно відповідає реальному перерізу земполотна на 115 км. Основні розміри узяті із технічної документації.

На рис. 3 наведена розрахункова схема земполотна. Для отримання найбільшої збіжності у всіх розрахунках застосовувалися лише узгоджені: скінчені елементи типу 44 (чотирикутний узгоджений елемент) та 42 (трикутний узгоджений елемент).

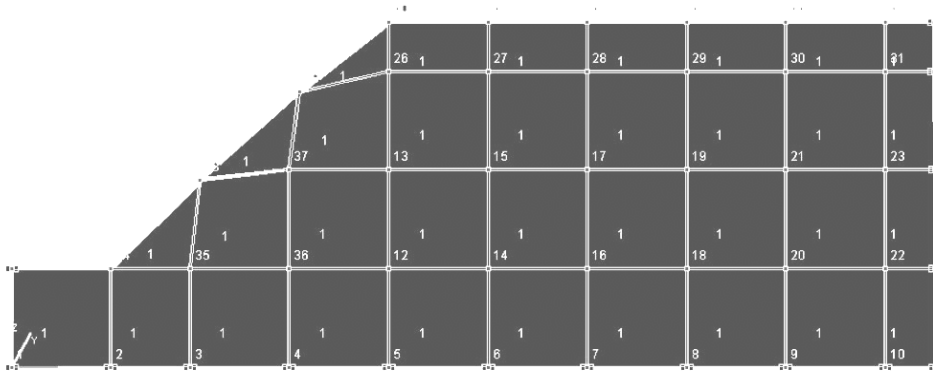


Рис. 3. Розрахункова схема земляного полотна

Кількість скінчених елементів – 34 штуки. На схему накладені граничні умови: по нижній площадці – заборона лінійних переміщень по осях X , Y , Z ; з лівого боку схеми – аналогічно; по осі симетрії земполотна – тільки X та Y , можливе переміщення по осі Z (просадка).

Деформативні властивості скінчених елементів визначалися за матеріалом полотна: суглинок твердий, модуль пружності $E = 35,2$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu = 0,3$, питома вага $\gamma = 19$ кН/м³, тип жорсткості 1 (див. рис. 3). Товщина скінченого елемента $h_{c.e} = 1$ м, розміри – від $0,5 \times 1$ м до 1×1 м.

Після проведених розрахунків з трьома варіантами навантажень, які пов'язані з трьома варіантами швидкостей потягу, проведемо порівняльний аналіз напружено-деформованого стану імітаційних моделей земполотна. Для більшої наочності скористаємося ізополями та ізолініями напружень та переміщень у моделі, які отримані із постпроцесора комплексу SCAD. Окрім картин напружень та переміщень

по осі Z (вертикальні), отримані також картини розміщення площадок головних напружень, що є додатковою важливою інформацією про напружений стан. Результати розрахунків наведені на рис. 4–6.

Як видно із порівнянням напруженого стану, наприклад ізоліній та ізополей, картина напружень ідентична якісно, тобто закономірність розподілу напружень у земполотні при підвищенні навантаження від динаміки потягу для цих випадків однакова. Це можна перевірити також і по розташуванню площадок головних напружень – їх розміщень у скінчених елементах цих трьох випадків ідентичне. Цей факт пояснюється тим, що однорідність земполотна та незмінність його форми призводить до виникнення закономірності розподілу напружень у тілі земполотна, що і повинне було чекати, так як відомо, що розподілення напружень, наприклад, у балках-стінках, не залежать від величин навантаження, а лише від місця його прикладення [9].

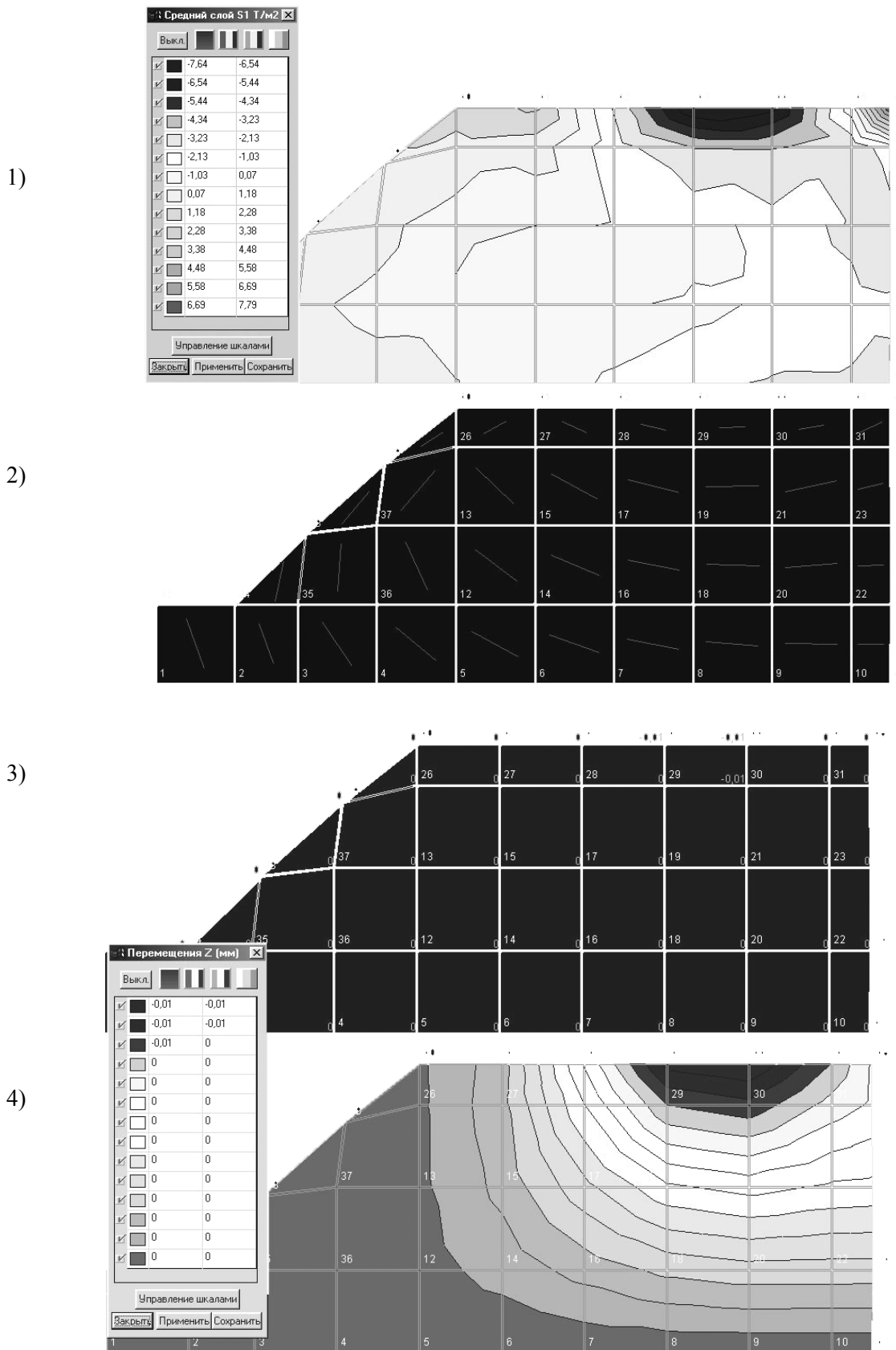


Рис. 4. Ізолнії та ізополя напружень і переміщень у моделі земполотна з навантаженням $q = 150 \text{ кН/м}^2$:
 1 – картина ізоліній та ізополів напружень; 2 – схема розташування площадок головних напружень;
 3 – числові значення вертикальних переміщень; 4 – картина ізоліній та ізополів переміщень по осі Z (вертикальні)

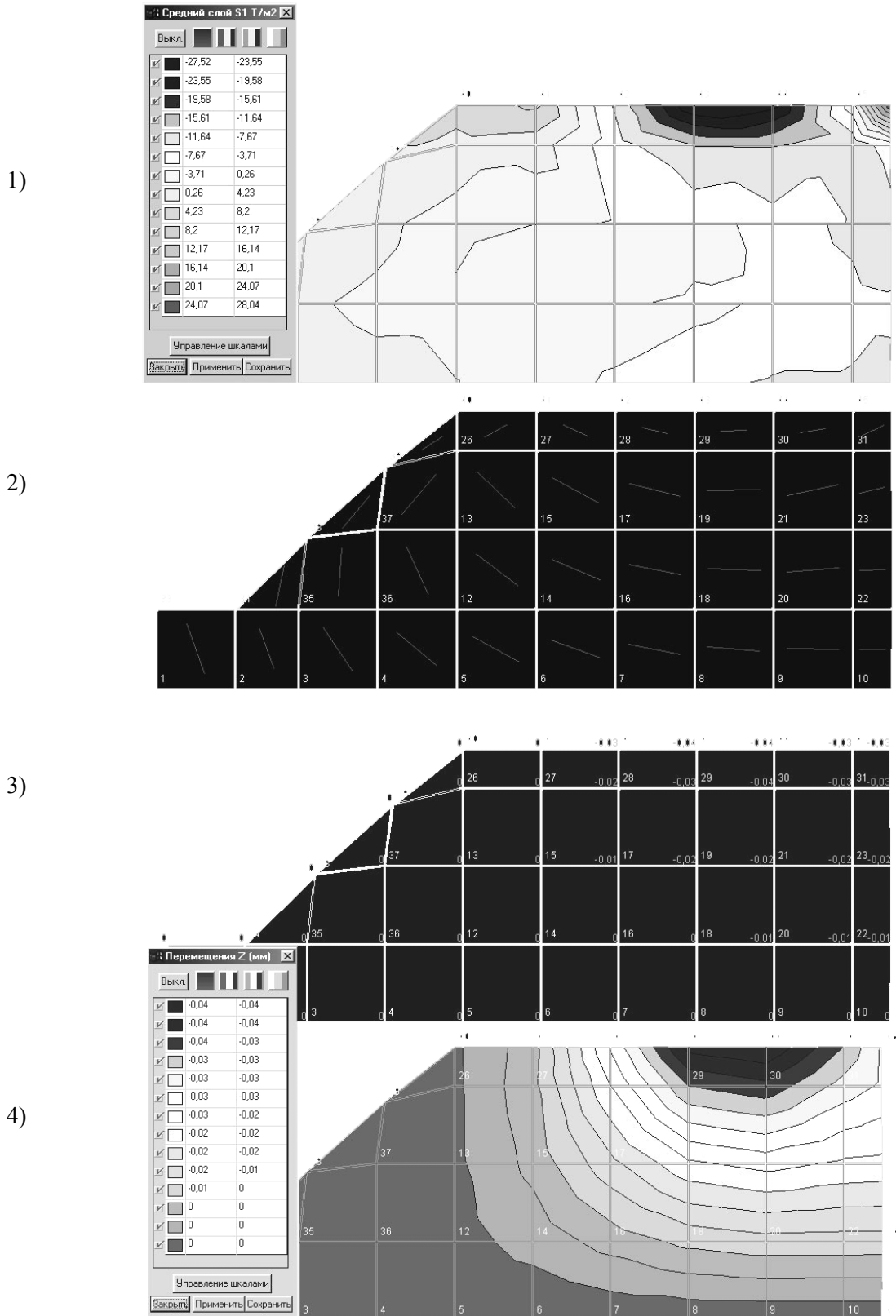


Рис. 5. Ізолнії та ізополя напружень і переміщень у моделі земполотна з навантаженням $q = 540 \text{ кН/м}^2$:
 1 – картина ізоліній та ізополів напружень; 2 – схема розташування площадок головних напружень;
 3 – числові значення вертикальних переміщень; 4 – картина ізоліній та ізополів переміщень по осі Z (вертикальні)

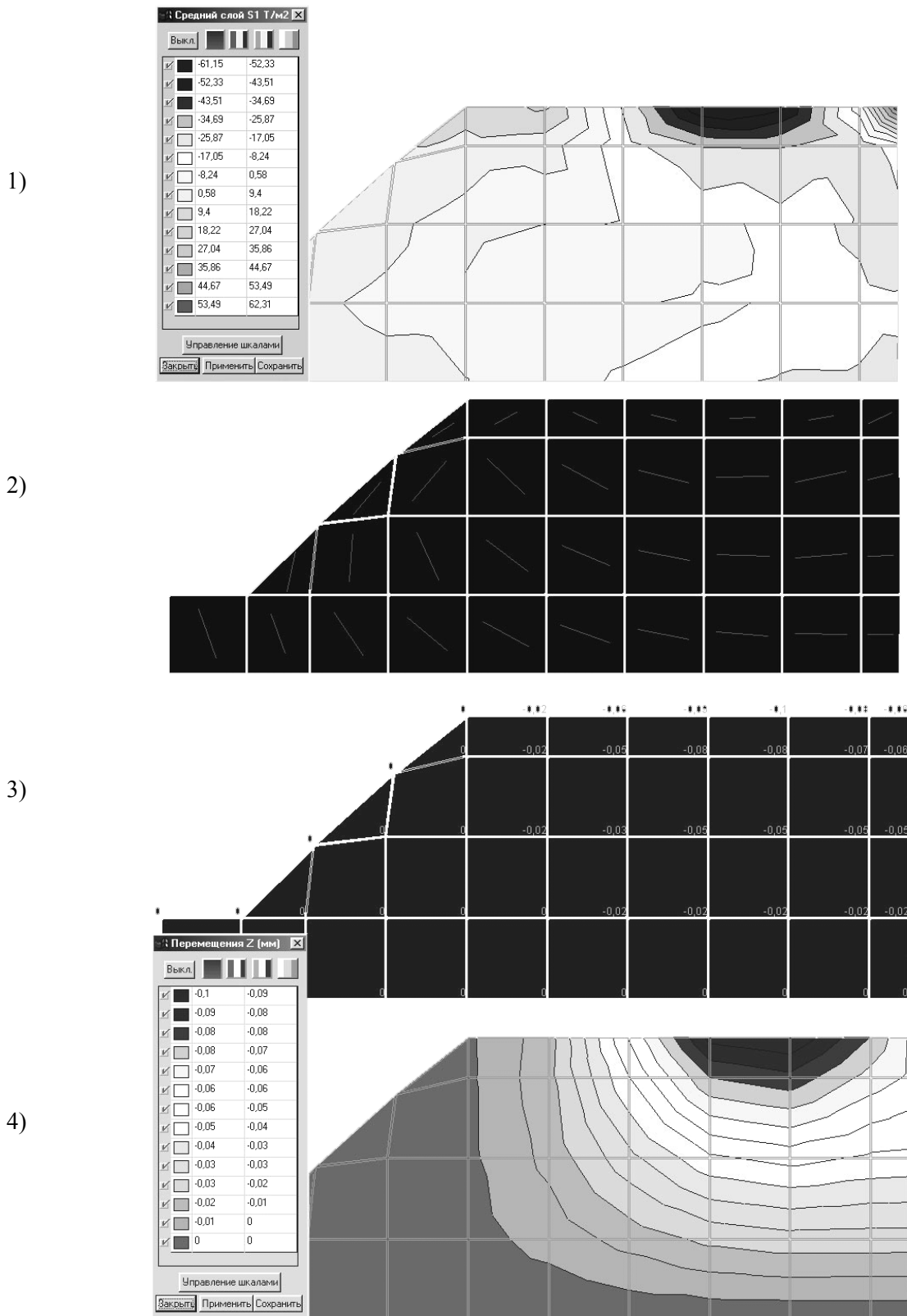


Рис. 6. Ізолінії та ізополя напружень і переміщень у моделі земполотна з навантаженням $q = 1200 \text{ кН/м}^2$:
 1 – картина ізоліній та ізополів напружень; 2 – схема розташування площадок головних напружень;
 3 – числові значення вертикальних переміщень; 4 – картина ізоліній та ізополів переміщень по осі Z (вертикальні)

Кількісна картина напружень у трьох варіантах, навпроти, змінюється значно. Причому, нами знайдена закономірність кількісного розподілу напружень, а саме – величина напружень у двох варіантах навантаження змінюється пропорційно різниці між навантаженнями, тобто, якщо навантаження зростає у 2 рази, якісно напруження не змінюється, а кількісне зростає у 2 рази. Це можна побачити із порівняння, наприклад, максимальних напружень (див. рис. 4–6):

- 1 та 2 варіанти:

$$(-27,52)/(-7,64) \approx 3,6; 24,07/6,69 \approx 3,6.$$

Порівняємо навантаження на модель

$$540/150 = 3,6.$$

- 2 та 3 варіанти:

$$(-61,15)/(27,52) \approx 2,2; 53,49/24,07 \approx 2,2.$$

Порівняємо навантаження на модель

$$1200/540 = 2,22.$$

- 1 та 3 варіанти:

$$(-61,15)/(-7064) \approx 8,0; 53,49/6,69 \approx 7,99.$$

Порівняємо навантаження на модель

$$1200/150 = 8.$$

Усі інші проміжні значення напружень також укладаються у цю закономірність. Можна зробити висновок: картини напружень при різних навантаженнях, не змінюючись якісно, змінюються кількісно на величину, яка дорівнює різниці між навантаженнями, яка названа нами передавальне число напружень

$$n = q_1/q_2; \sigma_1 = n \cdot \sigma_2,$$

де n – передавальне число напружень; q_1 та q_2 – відповідно навантаження варіантів 1 та 2; σ_1 , σ_2 – відповідно напруження варіантів 1, 2.

Окрім порівняльного аналізу напруженого стану слід визначити, що його неоднорідність веде до появи зон пластичного деформування, а саме під дією сили у центрі моделі (ядро пластичного деформування). Характер пластичного деформування зумовлений у цих зонах високим рівнем напружень стиску (до 0,6 МПа у випадку 3, рис. 6, 1). Але навпроти, відбувається і явище пластичного деформування, що викликає напруження розтягу (до 0,5 МПа у випадку 3, рис. 6, 1), а саме – випирання. Такі ж зони розташовуються у міжколіїному проміжку і, що більш небезпечно, на відкості земполотна. Із кількісного аналізу напружень переміщень мож-

на зробити висновок, що при швидкості 210 км/год ця зона стає нерівноважною, переходячи у межовий стан, що веде до втрати земполотном стійкості. Причому, слід відзначити, що вертикальні переміщення з підвищенням швидкості розповсюджується на більш нижчі шари земполотна – у варіанті 1 – 0,8 м, у варіанті 2 – 2,5 м, у варіанті 3 – 2,8 м у глибину. Це ще раз доводить те, що у варіанті 3 нарівні з високим рівнем напружень виникає серйозна картина переміщень, що призводить до появи великих зон пластичного деформування. Збільшення напружень на межі баластного шару та основному майданчику земполотна приводить до збільшення швидкості конвергенції, тобто вирівнювання властивостей за рахунок проникання ґрунтів земполотна у баласт, а також до зменшення товщини шару баласту, який поглинає енергію руйнування – навантаження від рухомого складу.

За результатами розрахунків можливо відзначити, що експлуатація земляного полотна для швидкості руху поїздів у 140 км/год, безумовно можлива по запасах міцності. Для подальшої експлуатації земполотна, особливо при збільшенні кількості швидкісних потягів, необхідно забезпечення даної ділянки приладами постійного контролю, базою обробки отриманої інформації та призначення міжремонтних термінів в межах ПЧ.

БІБЛЮГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов: Пер. с англ. – М.: Мир, 1982. – 448 с.
2. Немчинов Ю. И. Расчет пространственных конструкций (метод конечных элементов). – К.: Будівельник, 1980. – 232 с.
3. Метод суперэлементов в расчете инженерных сооружений // В. А. Постнов, С. А. Дмитриев, Б. К. Емышев, А. А. Родионов. – Л.: Судостроение, 1989. – 288 с.
4. Рикардс Р. Б. Метод конечных элементов в теории оболочек и пластин. – Рига.: Зинатне, 1988. – 284 с.
5. Синицин А. П. Метод конечных элементов в динамике сооружений. – М.: Стройиздат, 1978. – 230 с.
6. Шахунянц Г. М. Железнодорожный путь: Уч. для вузов ж.-д. трансп. – 3-е изд. – М.: Транспорт, 1987. – 479 с.
7. Глушко В. Т., Ямшиков В. С., Яланский А. А. Геофизический контроль в туннелях. – М.: Недра, 1987. – 287 с.
8. Введение в теорию механического удара. Пановко Я. Г. – М.: Наука, 1977. – 224 с.
9. Дарков А. В. Кузнецов В. И. Строительная механика. – М.: Высшая школа, 1962. – 472 с.