



## О деформативности деятельной зоны земляного полотна при воздействии состава с повышенными осевыми нагрузками



Валерий КОССОВ  
Valery S. KOSSOV

Олег КРАСНОВ  
Oleg G. KRASNOV



Наталья НИКОНОВА  
Natalia M. NIKONOVA

*Коссов Валерий Семёнович — доктор технических наук, профессор, генеральный директор АО «ВНИКТИ», Коломна, Россия.*

*Краснов Олег Геннадьевич — кандидат технических наук, заведующий отделом АО «ВНИКТИ», Коломна, Россия.*

*Никонова Наталья Михайловна — инженер-программист I категории АО «ВНИКТИ», Коломна, Россия.*

### On Deformability of a Roadbed Active Zone under the Influence of a Train with Increased Axial Loads

(текст статьи на англ. яз. — English text of the article — p. 43)

**Разработана конечно-элементная модель железнодорожной насыпи. Выполнены расчёты остаточных деформаций деятельной зоны земляного полотна на модифицированной модели Мора — Кулона в упругопластической постановке, а также по сравнительной оценке остаточных осадок грунта при циклическом нагружении от колёс подвижного состава с величинами осевых нагрузок 23,5; 25; 27 и 30 тс. Показано, что при увеличении циклов нагружения зависимость накопления остаточных деформаций для глинистых грунтов асимптотически стремится к линии консолидации II рода. Интенсивность накопления остаточных деформаций тем выше, чем больше влажность грунта и осевая нагрузка.**

Ключевые слова: железнодорожная насыпь, модели грунта, конечно-элементная модель, остаточные деформации, осевая нагрузка, влажность грунта.

**Д**ля определения рациональных границ повышения осевых нагрузок подвижного состава следует знать зависимости интенсивности деформативности земляного полотна от уровня осевых нагрузок.

Согласно нормативным документам, земляное полотно проектируется на допустимую нагрузку 30 тс и срок службы 100 лет [1–3]. Вместе с тем натурные наблюдения показывают, что на некоторых участках пути до наступления предельного состояния в теле и основании земляного полотна под воздействием подвижной нагрузки, собственного веса грунта и веса верхнего строения пути возникают зоны пластических деформаций.

По данным Центра обследования и диагностики инженерных сооружений, в течение последних пятнадцати лет протяжённость деформирующихся и дефектных мест земляного полотна на сети железных дорог России остаётся на уровне 5,9–8,9 %, или 6890–7760 км [4]. Наибольшее распространение среди деформаций имеют балластные

углубления, осадки и пучины. Их доля составляет 73 %. Все эти деформации связаны с нарушением несущей способности грунтов основной площадки и деятельной зоны земляного полотна.

В результате длительной эксплуатации железнодорожного пути в конструкции земляного полотна произошли серьёзные изменения. Глинистые грунты оказались пригружены мощными слоями из песко-гравия и щебня. Эти обсыпки из дренирующих грунтов, как показали результаты сплошного обследования насыпей на железных дорогах, недоуплотнены и создают своеобразный влажностный режим грунтов в верхней части земляного полотна.

Слой накопленных балластных и дренирующих материалов образовался в результате недостаточной несущей способности глинистых грунтов, так как действовавшими ранее строительными нормами и правилами СНиП II-39-76 регламентировалось расположение балластной призмы непосредственно на глинистые грунты. На построочной основной площадке вследствие пластических деформаций образовались балластные углубления — корыта и ложа. Влажность глинистых грунтов в местах с этими углублениями в 1,2–1,3 раза больше, чем на ровной со стоком площадке [5].

С учётом этого обеспечение прочности и допускаемой величины накопления остаточных деформаций земляного полотна при внедрении технологии тяжеловесного движения с применением грузовых вагонов с повышенными осевыми нагрузками является актуальной проблемой.

В статье приведены результаты теоретических исследований остаточных осадок земляного полотна от воздействия грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс.

## ВЫБОР МОДЕЛИ ГРУНТА

Для достоверного прогноза пригодности земляного полотна железнодорожного пути необходимо обоснование выбора адекватной модели грунта в соответствии с целью выполняемых расчётов. В нашем случае решалась задача сравнительной оценки интенсивности накопления остаточных деформаций деятельной зоны железнодорожного пути от величин осевых нагрузок подвижного состава.

В современных геотехнических расчётах используются математические модели грунтов разной степени сложности. В более простых моделях меньшее количество входных параметров и определяющие уравнения простые и ясные. Однако результаты расчёта могут не соответствовать реальной работе грунта в широком диапазоне. Усовершенствованные, сложные расчётные модели дают возможность описать поведение грунта более точно, но запрашивают большее количество различных характеристик. Рассмотрим наиболее известные модели грунтов.

Для описания нелинейного поведения глин при малых деформациях используется модель Ричарда *Жардина* (R. Jardine) [6]. В отличие от модели *Треска* (А. Э. Треска), которая используется в расчётах с учётом пластического поведения материала, когда напряжения в материале превышают заданную сдвиговую прочность, модель *Жардина* является нелинейно-упругой, описывающей поведение материала при малых деформациях.

Модель *D-min* принято считать секционной линейной моделью крепких и слабых грунтов [6]. Такие модели характеризуются разными жёсткостями на каждом этапе возведения, но при этом они нормализованы таким образом, что жёсткость имеет фиксированное значение в пределах отдельного этапа возведения. Считается, что модуль упругости уменьшается, а коэффициент Пуассона возрастает по мере приближения круга Мора к кривой разрушения.

Значения модуля упругости и коэффициента Пуассона в каждом сечении определяются величиной относительного расстояния между кругом Мора и кривой разрушения. Параметры свойств материала для данной модели остаются постоянными в пределах каждого этапа загрузки, то есть повторный расчёт им не требуется.

Соотношение напряжений и деформаций для грунтовых материалов становится нелинейным по мере приближения к кривой разрушения, и это может быть учтено путём корректировки модуля упругости основания. Функция гиперболической модели *Дункана — Чанга* (Duncan-Chang) используется для определения модуля упругости основания [7]. Кривая соотно-



шения напряжений и деформаций является гиперболой, а модуль упругости основания — функцией касательного напряжения и напряжения, создаваемого гидростатическим давлением.

Модель *Друкера — Прагера* была разработана для решения численных проблем, возникающих в углах поверхности текучести модели Мора — Кулона [8]. Функция текучести определена таким образом, что девиаторные напряжения могут возрастать или уменьшаться в зависимости от величины гидростатического давления.

Модифицированная модель *Cam-Clay* — модель глинистых материалов, основанная на теории упругопластичности с упрочнением [8]. Для формулировки модифицированной модели используются все компоненты эффективных напряжений, а также нелинейно-упругий метод и неявный обратный метод Эйлера. Нелинейно-упругое поведение представлено повышением объёмного модуля упругости при заданном на материал давлении. Применяется и ассоциированный закон течения, а поверхность разрушения может увеличиваться или уменьшаться, что зависит от упрочнения или разуплотнения. Для использования модифицированной модели *Cam-Clay* требуются значения начального коэффициента пористости, естественных напряжений, а также давления предварительного уплотнения.

Модель *упрочняющегося грунта* (*Hardening Soil, Modified Mohr — Coulomb*) использует гиперболическую зависимость деформаций от девиаторных напряжений, что точнее соответствует реальному поведению грунта [9–11]. Кроме того, в модель введён модуль деформации разгрузки при снижении напряжений в элементах.

Анализ моделей грунтов показал, что для получения высокой точности геотехнических расчётов наилучший результат может обеспечить модель *Hardening Soil*, реализованная в программном комплексе *Plaxis*. Она требует значительного количества входных параметров физико-механических свойств грунтов, полученных в ходе экспериментальных исследований.

Учитывая то, что в нашей работе ставилась задача оценить зависимость деформативности деятельной зоны земляного полотна от величин осевых нагрузок, а также значительное многообразие физико-меха-

нических параметров грунтов, из которых складывается земляное полотно железных дорог, для проведения расчёта была выбрана модифицированная модель Мора — Кулона, где в качестве исходных принимались справочные данные.

Модифицированная модель Мора — Кулона предназначена для моделирования поведения таких гранулированных материалов, как грунты, под действием нагрузки и характеризуется следующими функциями:

- материал упрочняется по мере увеличения давления;
- модель использует изотропное упрочнение;
- неупругое поведение обычно сопровождается изменением объёма;
- закон пластического течения может быть ассоциативным и неассоциативным;
- свойства материала могут зависеть от температуры;
- поведение грунта зависит от гидростатического давления.

В этой упругопластичной модели присутствует функция текучести в форме Мора — Кулона, включающая в себя изотропное когезионное упрочнение/разупрочнение. В модели используется потенциал пластического течения, который имеет гиперболическую форму в меридиональной плоскости и не имеет вершин в девиаторной плоскости. Этот потенциал является гладким и позволяет однозначно определить направление пластического течения.

## МОДИФИЦИРОВАННАЯ МОДЕЛЬ МОРА — КУЛОНА

Для описания поведения грунта при сжатии используется гиперболическая поверхность текучести [12]. При сжатии пластическое течение считается независимым от действия давления и определяется только девиаторными напряжениями. Грунт считается изотропным материалом, в связи с чем поверхность текучести может быть представлена как функция, зависящая от трёх инвариантов тензора напряжений.

Для эквивалентных напряжений от давления:

$$p = -\frac{1}{3} \cdot \sigma : I,$$

где  $\sigma$  — тензор напряжений Коши;  $I$  — единичный тензор второго порядка.

Для эквивалентных напряжений Мизеса:

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}} S : S,$$

где  $S = pI + \sigma$  – девиатор напряжений.

Инварианта девиаторных напряжений:

$$r = \left( \frac{9}{2} S : S : S \right)^{\frac{1}{3}}.$$

В некоторой меридиональной плоскости поверхность текучести Мора – Кулона представлена в виде:

$$F = R_{mc} q - p \operatorname{tg} \varphi - c = 0,$$

где  $\varphi(\theta, f^{\alpha})$  – угол внутреннего трения в меридиональной плоскости,  $\theta$  – температура,  $f^{\alpha} (\alpha = 1, 2, \dots)$  – другие переменные поля;

$c(\bar{e}^{pl}, \theta, f^{\alpha})$  – изменение удельного упрочнения (или разупрочнения) через удельное сцепление;

$\bar{e}^{pl}$  – эквивалентная пластическая деформация, скорость которой определяется уравнением пластической работы

$$\frac{\dot{\bar{e}}^{pl}}{c e} = \sigma : \dot{e}^{pl};$$

$R_{mc}$  – мера девиаторных напряжений Мора – Кулона, определяемая выражением:

$$R_{mc}(\Theta, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin \left( \Theta + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{1}{3} \cos \left( \Theta + \frac{\pi}{3} \right) \operatorname{tg} \varphi,$$

где  $\Theta$  – девиаторно-полярный угол [12]:

$$\cos(3\Theta) = \left( \frac{r}{q} \right)^3.$$

Форма поверхности текучести в девиаторной плоскости определяется углом внутреннего трения  $\varphi$ :  $0 < \varphi < 90^\circ$ .

Потенциал пластического течения в модели Мора – Кулона:

$$de^{pl} = \frac{d\bar{e}^{pl}}{g} \frac{\partial G}{\partial \sigma},$$

где  $g$  должен быть представлен в виде выражения

$$g = \frac{1}{C} \sigma : \frac{dG}{d\sigma};$$

$G$  – потенциал пластического течения, являющийся гиперболической функцией в меридиональной плоскости и гладкой эллиптической функцией в девиаторной плоскости:

$$G = \sqrt{(\varepsilon c|_0 \operatorname{tg} \psi)^2 + (R_{mw} q)^2} - p \operatorname{tg} \psi;$$

$\psi(\theta, f^{\alpha})$  – угол дилатации в плоскости  $p - R_{mw} q$  при большой величине всестороннего давления;

$$c|_0 = c \Big|_{\bar{e}^{pl}=0, \dot{\bar{e}}^{pl}=0},$$

$c|_0 = 0$  – начальное удельное сцепление;

$\varepsilon$  – эксцентриситет, определяющий скорость потенциала пластического течения.

Представленная функция потенциала при больших значениях всестороннего давления асимптотически стремится к линейному потенциалу пластического течения и пересекает ось гидростатического давления под углом  $90^\circ$ .

В девиаторной плоскости потенциал пластического течения является непрерывным и гладким [13]:

$$R_{mw}(\theta, e) = \frac{R_1}{R_2 + R_3} K_{mc},$$

где  $R_1 = 4(1 - l^2) \cos^2 \theta + (2e - 1)^2$ ;

$$R_2 = 2(1 - e^2) \cos \theta;$$

$$R_3 = (2e - 1) \sqrt{(1 - e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e};$$

$$K_{mc} = R_{mc} \left( \frac{\pi}{3} \varphi \right) = \frac{(3 - \sin \varphi)}{6 \cos \varphi};$$

$\theta$  – девиаторный полярный угол;

$e$  – параметр, представляющий степень отличия от круглой формы для поверхности текучести в девиаторной плоскости как отношение касательных напряжений вдоль меридиана растяжения ( $\theta = 0$ ) к касательным напряжениям вдоль меридиана сжатия ( $\theta = \pi/3$ ). Параметр  $e$  зависит от угла внутреннего трения  $\varphi$  и вычисляется приравнованием потенциала пластического течения к поверхности текучести в девиаторной плоскости:

$$e = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi}.$$

В силу выпуклости материала и гладкости эллиптической функции должно выполняться условие:  $\frac{1}{2} < e \leq 1$ .

Когда угол внутреннего трения  $\varphi$  равен углу дилатации  $\psi$ , параметр  $e$  мал. Пластическое течение в меридиональной плоскости близко к ассоциированному.

В общем случае пластическое течение в меридиональной плоскости является





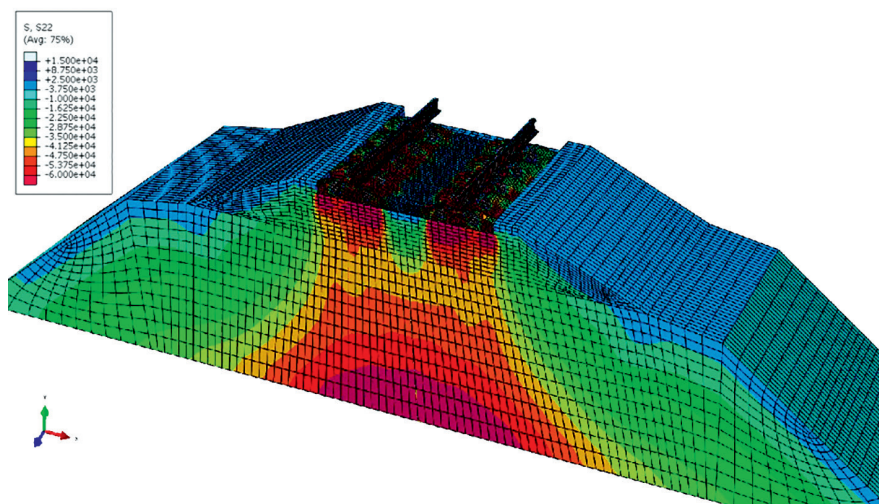


Рис. 1. Конечно-элементная модель верхнего и нижнего строения железнодорожного пути.

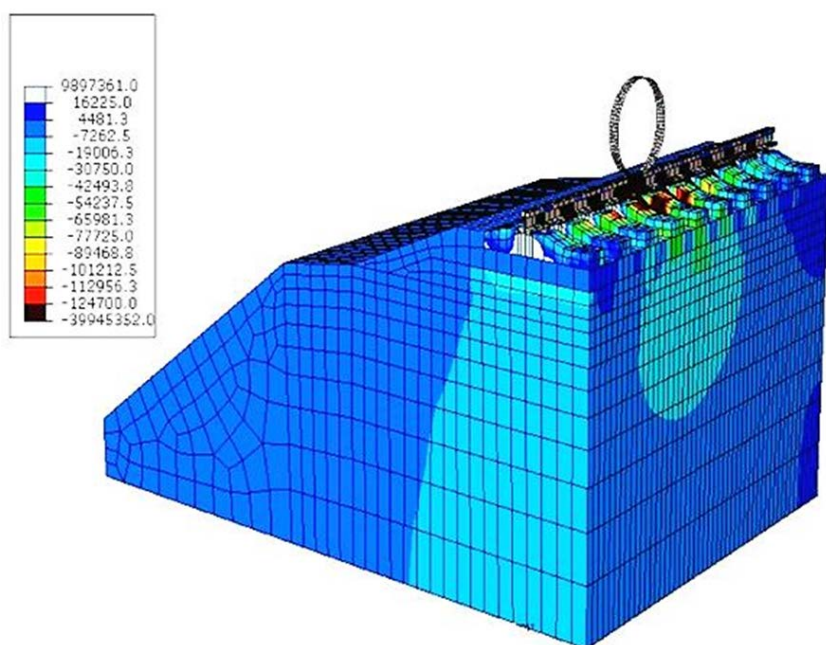


Рис. 2. Напряжённо-деформированное состояние железнодорожной насыпи при прокатке колеса подвижного состава.

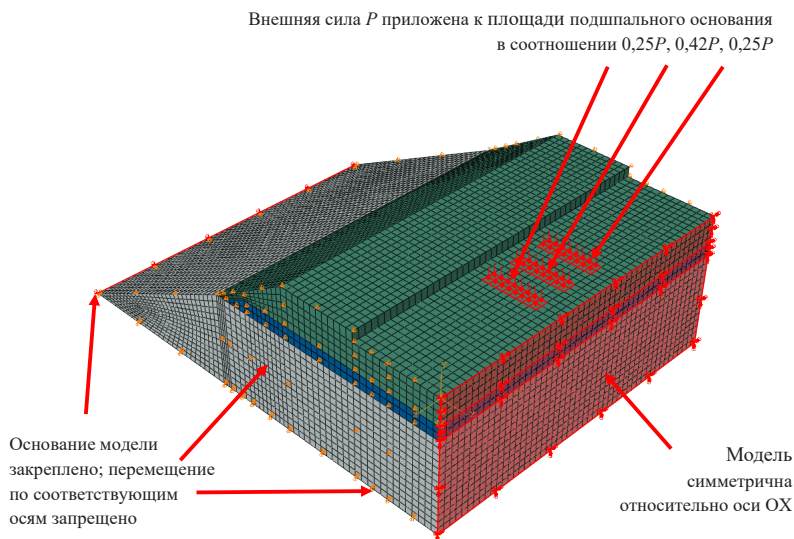
неассоциированным. Пластическое течение в девиаторной плоскости всегда остаётся неассоциированным.

### КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНАЯ МОДЕЛЬ

Для исследования остаточных деформаций земляного полотна от величин осевых нагрузок разработана конечно-элементная модель верхнего и нижнего строения пути (рис. 1). Она включает рельсошпальную решётку, состоящую из рельсов Р65, промежуточных рельсовых креплений, слоя балласта толщиной 0,4 м, песчаной подушки

толщиной 0,2 м и земляного полотна с нормативными параметрами. Земляное полотно служит основанием верхнего строения пути и воспринимает нагрузку от него и подвижного состава. Расчётная насыпь и конструкция верхнего строения пути спроектированы в соответствии с требованиями СП 119.13330.2012, СП 32-104-98 [2, 3].

Схема модели железнодорожной насыпи симметрична относительно оси ОХ, напряжённо-деформированное состояние насыпи при прокатке колеса подвижного состава представлено на рис. 2.



**Рис. 3. Конечно-элементная модель подшпального основания с граничными условиями и схемой приложения вертикальных нагрузок от трёх соседних шпал.**

**Таблица 1**

**Характеристики материалов верхнего и нижнего строения пути**

| Материал           | Плотность, кг/м <sup>3</sup> | Модуль Юнга, Па | Коэффициент Пуассона |
|--------------------|------------------------------|-----------------|----------------------|
| Сталь (рельс)      | 7800                         | 210e9           | 0,30                 |
| Бетон (шпала)      | 3000                         | 30e9            | 0,25                 |
| Резина (прокладка) | 1300                         | 9e8             | 0,45                 |
| Щебень             | 2500                         | 254e6           | 0,27                 |
| Песок              | 2500                         | 100e6           | 0,40                 |
| Грунт              | 2000                         | 4e7             | 0,40                 |

**Таблица 2**

**Исходные данные моделей**

| № модели | Нагрузка на ось, тс | Показатели текучести грунта   |                                    |                                    |
|----------|---------------------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
|          |                     | Показатели текучести грунта I | Удельное сцепление грунта, с*, кПа | Угол внутреннего трения, φ**, град |
| 1        | 23,5                | I <sub>1</sub> = 0,25         | 31                                 | 24                                 |
| 2        |                     | I <sub>2</sub> = 0,45         | 28                                 | 22                                 |
| 3        |                     | I <sub>3</sub> = 0,6          | 25                                 | 19                                 |
| 4        | 27                  | I <sub>1</sub> = 0,25         | 31                                 | 24                                 |
| 5        |                     | I <sub>2</sub> = 0,45         | 28                                 | 22                                 |
| 6        |                     | I <sub>3</sub> = 0,6          | 25                                 | 19                                 |
| 7        | 30                  | I <sub>1</sub> = 0,25         | 31                                 | 24                                 |
| 8        |                     | I <sub>2</sub> = 0,45         | 28                                 | 22                                 |
| 9        |                     | I <sub>3</sub> = 0,6          | 25                                 | 19                                 |

\*с – показатель текучести грунта (Cohesion Yield Stress); \*\*φ – угол внутреннего трения (Friction / Dilation Angle).

Учитывая тот факт, что нами анализируется напряжённо-деформированное состояние подшпального основания, осевая нагрузка в модели задавалась как внешняя сила  $P$ , распределённая на три соседние шпалы (подшпальное основа-

ние) в соотношении  $0,25P, 0,42P$  и  $0,25P$ . Эта процедура исключает затраты машинного времени на расчёт напряжённо-деформированного состояния элементов рельсошпальной решётки, сокращая время счёта.



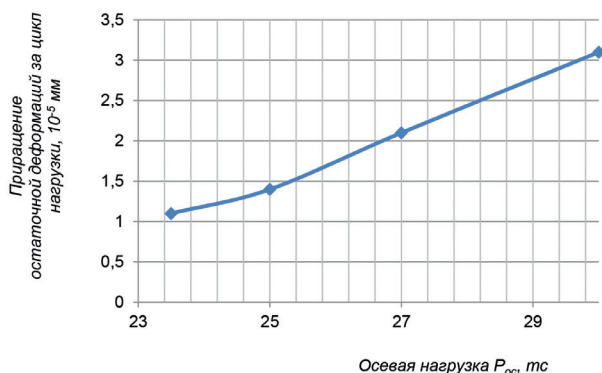


Рис. 4. Зависимость изменения приращения остаточных осадок грунта при  $E_g = 60$  МПа,  $I < 0,25$  от величин осевых нагрузок после 100 циклов нагружений.

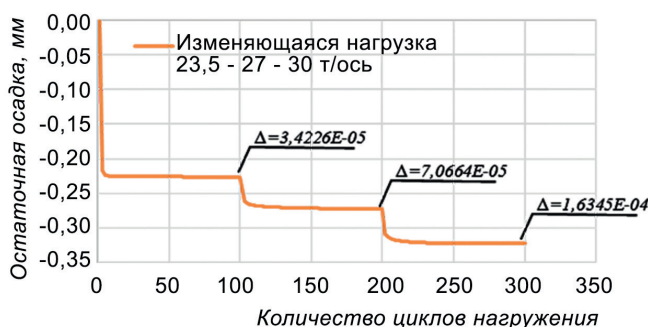


Рис. 5. Характер изменения приращений остаточных деформаций основной площадки земляного полотна при последовательном повышении осевых нагрузок с последовательностью 100 циклов нагружений. Текучесть грунта  $0,25 < I \leq 0,5$ ; удельное сцепление  $c = 28$  кПа; угол внутреннего трения  $\varphi = 22^\circ$ .

Таблица 3  
Изменение остаточных деформаций грунта

| Нагрузка на ось, тс | $E_a$ , МПа |       |       |
|---------------------|-------------|-------|-------|
|                     | 40          | 60    | 80    |
| 23,5                | 0,138       | 0,112 | 0,075 |
| 30                  | 0,213       | 0,157 | 0,100 |

Так как напряжённое состояние в земляном полотне от воздействия подвижного состава существенно снижается с увеличением глубины от подошвы шпалы, то в модели рассматривалась деятельная зона земляного полотна глубиной 2 м от подошвы.

На рис. 3 приведена конечно-элементная модель участка пути протяжённостью 5 м (земляное полотно, балласт) с указанием граничных условий и схемы приложения вертикальных нагрузок. Характеристики материалов, используемых в модели, приведены в таблице 1.

Модель требует ввода следующих параметров: модуль упругости  $E$ , коэффициент

Пуассона, угол внутреннего трения и дилатансии. Последние два служат для определения состояния текучести. Формулировка определяющих уравнений предполагает эффективные параметры угла внутреннего трения  $\varphi$  и сцепления  $c$ .

В расчётах исследовалось влияние на деформативность деятельной зоны земляного полотна усилий, передаваемых от колёс на рельсы, и влажности грунта.

Для оценки влияния осевой нагрузки колёсной пары и влажности грунта на деформацию железнодорожной насыпи было рассмотрено шесть расчётных моделей (таблица 2). Расчёт проводился для земляного полотна, сложенного из суглинка с коэффициентом пористости  $e = 0,65$  [14]. Исходные данные для грунта выбраны на основании анализа основного типа наиболее распространённых на территории России грунтов. В качестве исходных данных вертикальных сил при моделировании принимали нагрузки, полученные при

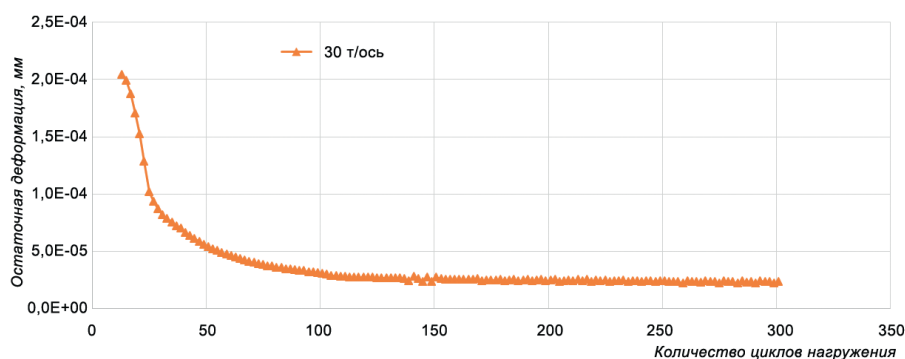


Рис. 6. Характер изменения приращений остаточных деформаций основной площадки земляного полотна при циклическом воздействии с осевой нагрузкой  $P_{ос} = 30$  тс при показателе текучести  $I < 0,25$ .

Таблица 4

Изменение приращений остаточных деформаций основной площадки земляного полотна при циклическом воздействии от осевых нагрузок  $P_{ос} = 23,5; 27; 30$  тс при показателях текучести  $I_1 < 0,25; 0,25 < I_2 \leq 0,5; 0,5 < I_3 \leq 0,75$

| Нагрузка на ось, тс | Влажность грунта |             |             |
|---------------------|------------------|-------------|-------------|
|                     | $I_1$            | $I_2$       | $I_3$       |
| 23,5                | -3,0617E-05      | -3,1316E-05 | -3,6438E-05 |
| 27                  | -4,8312E-05      | -5,2969E-05 | -6,2282E-05 |
| 30                  | -7,2876E-05      | -8,1025E-05 | -1,0361E-04 |

динамических испытаниях опытного поезда, включающего грузовые вагоны с осевыми нагрузками 23,5, 25, 27 и 30 тс [15]. Значения показателя текучести, угла внутреннего трения и удельного сцепления для суглинка выбирались из справочника [14].

Физико-механические характеристики грунтов, слагающих подшпальное основание, представлены в таблице 2.

В результате расчётов получены зависимости изменения остаточных деформаций основной площадки земляного полотна от величин осевых нагрузок и влажности грунта при изменении показателя текучести от  $I < 0,25$  до  $0,5 < I < 0,75$ .

Анализ кривых изменений положения основной площадки земляного полотна при циклическом нагружении показал в начальный момент наблюдения скачкообразное изменение осадки для всех рассматриваемых вариантов (степени уплотнения, влажности и величин осевых нагрузок). Разница состоит в величинах начального изменения остаточных осадок и интенсивности их накопления до наступления консолидации. Величины изменений остаточных деформаций грунта с разным модулем деформаций представлены в таблице 3.

При дальнейшем циклическом нагружении интенсивность накопления осадок снижалась и монотонно уменьшалась с разными величинами прироста осадок в зависимости от величин осевых нагрузок, модуля деформаций, физико-механических характеристик грунта.

Через 100 циклов нагружений прирост остаточных осадок имел значения в пределах  $10^{-5}$ – $10^{-6}$  мм. При дальнейшем увеличении числа циклов нагружений снижался до  $10^{-7}$ – $10^{-8}$  мм. Интенсивность накопления остаточных деформаций глинистых грунтов зависела от величин осевых нагрузок, степени уплотнённости грунта и влажности грунта.

Характер изменения приращений остаточных осадок железнодорожной насыпи после 100 циклов воздействий осевых нагрузок: 1) 23,5 тс; 2) 25 тс; 3) 27 тс; 4) 30 тс (грунт – суглинок);  $c = 31$ ,  $\varphi = 22^\circ$ , показатель текучести  $I < 0,25$  (грунт сухой) иллюстрирует рис. 4.

Анализ результатов моделирования показал, что приращение остаточных осадок в период уплотнения сухих грунтов возрастает практически линейно от величин осевых нагрузок.

На рис. 5 представлены изменения зависимости приращений остаточных деформаций







Рис. 7. Изменение остаточных деформаций основной площадки земляного полотна при циклическом воздействии с осевыми нагрузками  $P_{oc} = 23,5; 27; 30$  тс при показателях текучести  $I_1 < 0,25; 0,25 < I_2 \leq 0,5; 0,5 < I_3 \leq 0,75$ .

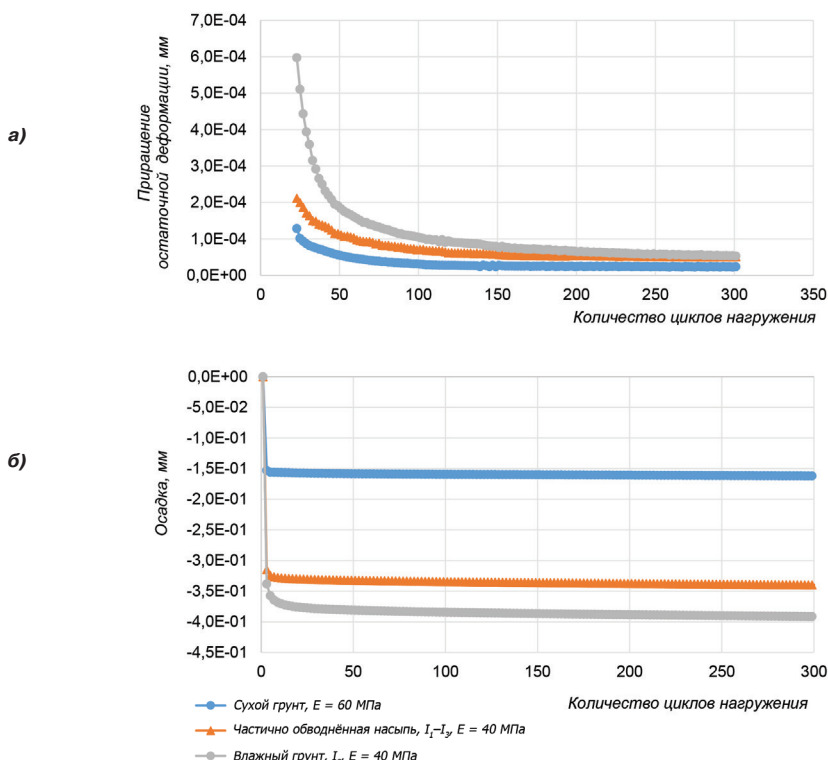
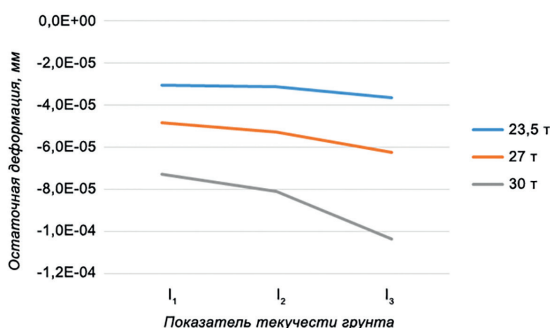


Рис. 8. Изменение приращений остаточных деформаций (а) и остаточных деформаций (б) основной площадки земляного полотна при циклическом воздействии с осевыми нагрузками  $P_{oc} = 30$  тс при разном влажностном состоянии грунтов подпального основания.

ций при последовательном увеличении осевых нагрузок и циклических нагружениях на 3D-модели подпального основания с последовательностью по 100 циклов нагружений для каждой величины нагрузки.

При величине осевой нагрузки 23,5 тс в начальный момент при циклическом воздействии имеет место скачкообразная деформация, характерная для глинистых грунтов. Для случая суглинков, когда  $E_g = 40$  МПа, удельное сцепление  $c = 28$  кПа, угол внутреннего трения  $\varphi = 22^\circ$ , при значениях показателя текучести  $0,25 < I \leq 0,5$  её величина остаточной деформации была до 0,22 мм. При дальнейшем циклическом нагружении

прирост остаточных деформаций монотонно уменьшался. При увеличении числа циклов нагружений зависимость приращения остаточных деформаций асимптотически приближалась к состоянию консолидации грунта. Увеличение осевой нагрузки до 27 тс определило дополнительное скачкообразное увеличение осадки при первых циклах нагружения, после чего приращение осадок стабилизируется на уровне  $10^{-5}$  мм, стремясь к состоянию консолидации. При увеличении осевой нагрузки до 30 тс характер изменения остаточных осадок имел аналогичный вид.

Следует отметить, что интенсивность изменения осадок грунта, их суммарная ве-

личина, а следовательно, и степень уплотнения будут максимальными при наибольшей величине осевой нагрузки. Характер интенсивности изменения деформаций грунта при циклическом воздействии до 300 циклов с осевой нагрузкой  $P_{ос} = 30$  тс при показателе текучести  $I < 0,25$  показан на рис. 6.

Зависимость изменения остаточных осадок грунта при циклическом нагружении осевой нагрузкой 30 тс имеет характер монотонно убывающей кривой, асимптотически приближающейся к предельному состоянию уплотнения — консолидации глинистых грунтов II рода.

Проведено моделирование изменения интенсивности накопления остаточных деформаций грунтов от изменения показателя текучести в пределах  $I \leq 0,25$  до  $0,5 < I \leq 0,75$  по всему объёму грунта, что характерно для выхода железнодорожного пути из зимы или периодов обильного выпадения атмосферных осадков. Величины приращений остаточных деформаций грунта для разной влажности и величин осевых нагрузок представлены в таблице 4 и в виде графиков на рис. 7.

Из полученных зависимостей установлено, что изменение приращений остаточных деформаций повышается с ростом осевых нагрузок и повышением влажности. При этом для всех случаев характерно постепенное снижение величин приращений с асимптотическим приближением к предельному состоянию уплотнения — консолидации глинистых грунтов II рода.

Для более подробного изучения характера изменения остаточных деформаций при показателе текучести грунта  $0,5 < I \leq 0,75$  и циклическом воздействии с осевой нагрузкой 30 тс выполнены расчёты изменения остаточных деформаций.

Также выполнены исследования влияния обводнения грунта в локальной зоне, характерной для влажных выплесков. Для этого конечно-элементная 3D-модель подшпального основания модифицирована: основная часть грунта имеет влажность  $I \leq 0,25$ , а в локальной зоне под тремя смежными шпалами грунт имеет влажность с показателем текучести  $0,5 < I \leq 0,75$ . Модель с обводнением грунта в локальной зоне представлена на рис. 8.

Результаты моделирования изменения остаточных деформаций для обводнённо-

го, частично обводнённого в локальном участке и для сухого грунта при циклическом нагружении осевой нагрузкой 30 тс на базе 300 циклов показаны на рис. 8.

Наибольшее значение деформации с момента начала циклического нагружения до достижения консолидации было достигнуто при нагрузках 30 тс и показателе текучести  $0,5 < I < 0,75$ .

На насыпи, сложенной из суглинка с модулем деформации  $E_g = 60$  МПа и показателем текучести  $I < 0,25$ , остаточная деформация до достижения состояния, близкого к консолидации, не превышала 0,15 мм, при показателе текучести грунта  $0,5 < I < 0,75$  и  $E_g = 40$  МПа остаточная деформация составила 0,45 мм.

При обводнении грунта в локальной зоне величина остаточной деформации составила 0,35 мм, занимая промежуточное значение, что может быть объяснено повышенным сопротивлением остаточной деформации смежных необводнённых участков земляного полотна.

На основании полученных зависимостей установлено, что влажностное состояние грунтов подшпального основания имеет значительное влияние на накопление остаточных деформаций.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана конечно-элементная 3D-модель трёхслойной конструкции железнодорожной насыпи с использованием модифицированной модели Мора — Кулона, учитывающей поведение грунта в упругопластической зоне. Выполнено моделирование процесса накопления остаточных деформаций при циклическом нагружении осевыми нагрузками 23,5, 25, 27 и 30 тс, при изменении показателя текучести грунта от  $I < 0,25$  до  $0,5 < I < 0,75$ , при обводнении грунта — в период выхода железнодорожного пути из зимних условий или период обильного выпадения осадков, при частичном обводнении в локальных зонах, характерных для влажных выплесков.

2. В результате моделирования процесса накопления остаточных деформаций при циклическом нагружении осевыми нагрузками 23,5; 25; 27 и 30 тс установлено, что для глинистых грунтов во всём диапазоне рассмотренных нагрузок и влажно-



стей процесс накопления остаточных деформаций имел характерные фазы:

- в начальный период (фаза I) изменение и приращение остаточных деформаций имели скачкообразный характер, при этом чем выше осевая нагрузка и влажность, тем более высокими становятся величины приращений остаточных деформаций;
- вторая фаза: зона перехода от интенсивного накопления остаточных деформаций к монотонно убывающему;
- третья фаза: зона минимальных приращений остаточных деформаций, когда кривая приращений асимптотически стремится к состоянию предельного уплотнения — консолидации грунтов II рода.

3. На насыпи, сложенной из суглинка с модулем деформации  $E_g = 60$  МПа и показателем текучести  $I < 0,25$ , остаточная деформация до достижения состояния, близкого к консолидации, не превышала 0,15 мм, при показателе текучести грунта  $0,5 < I < 0,75$  и модуле деформации  $E_g = 40$  МПа остаточная деформация составила 0,45 мм.

При обводнении грунта в локальной зоне величина остаточной деформации была 0,35 мм, принимая промежуточное значение, что может быть объяснено повышенным сопротивлением смежных необводнённых участков земляного полотна.

4. Во всём диапазоне рассматриваемых осевых нагрузок и влажности не было достигнуто предельного состояния, при котором возможна сдвижка грунтовых массивов по линиям скольжения. Для всех рассмотренных случаев наблюдалась консолидация грунтов при учёте в модели как шаровых, так и девиаторных напряжений.

5. Для верификации разработанной методики определения остаточных деформаций представляется необходимым провести мониторинг накопления остаточных деформаций на участках подконтрольной эксплуатации грузовых вагонов с осевыми нагрузками 25 и 27 тс.

## ЛИТЕРАТУРА

1. О стратегии развития железнодорожного транспорта в Российской Федерации до 2030 года. Распоряжение правительства РФ от 17.06.2008 № 877р.
2. СП 119.13330.2012. Железные дороги колеи 1520 мм. Актуализированная редакция СНиП 32–01–95 (с изм. № 1). — М., 2012. — 52 с.
3. СП 32–104–98. Проектирование земляного полотна железных дорог колеи 1520 мм. — М., 1999. — 90 с.
4. Лебедев А. В. Анализ состояния земляного полотна // Путь и путевое хозяйство. — 2017. — № 8. — С. 8–11.
5. Руководство по определению физико-механических характеристик балластных материалов и грунтов земляного полотна ПМИ-36. Утв. департаментом пути и сооружений МПС РФ от 30.01.2004.
6. Далидовская А. А. Расчётные модели грунтов / Науч. рук. В. Г. Пастушков // Проектирование, строительство и эксплуатация транспортных сооружений: Материалы 72-й студ. науч.-тех. конф. — Минск: БНТУ, 2016. — С. 19–24.
7. Duncan J. M., Chang Chin-Yung. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. — 1970. — Vol. 96, Iss. 5. — pp. 1629–1653.
8. Разработка верификационного отчёта по использованию программного комплекса ABAGUS для решения задач строительного профиля: науч.-тех. отчёт. Т. 1 / Московский государственный строительный университет. — М., 2013. — 268 с.
9. Строкова Л. А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов // Технология и техника геолого-разведочных работ. — 2008. — № 1. — С. 69–74.
10. Brinkgreve R. B. J., Vermeer P. A. A new approach to softening plasticity // Proceeding of the 5th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (Switzerland). — 1995. — pp. 193–202.
11. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. The Hardening-Soil Model: Formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. — Balkema, Rotterdam, 1999. — pp. 281–290.
12. Chen W.F., Han D. I. Plasticity for Structural Engineers. — Springer-Verlag. — New York. — 1988. — 606 p.
13. Menetrey Ph., Willam K. J. Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization // ACI Structural Journal. — 1995. — Vol. 92. — Iss. 3. — pp. 311–318.
14. Дыдышко П. И. Проектирование земляного полотна железнодорожного пути: Справоч. пособ. — М.: Интекст, 2011. — 152 с.
15. Комплексные сравнительные исследования воздействия на инфраструктуру вагонов с осевой нагрузкой до 30 тс на участках Голутвин—Озёры Московской ж.д.: отчёт о НИР: И-06–17 / АО «ВНИКИ». — Коломна, 2017. — 87 с.

Координаты авторов: **Коссов В. С.** — vnikti@ptl-kolomna.ru, **Краснов О. Г.** — +7(496) 618–82–48, **Никонова Н. М.** — vnikti@ptl-kolomna.ru.

Статья поступила в редакцию 13.07.2018, принята к публикации 24.08.2018.

**Работа выполнена по проекту РФФИ 17–20–01088.**