

Научная статья
УДК 625.712
DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-5-756-769>
EDN: RLEKTO



СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КРИТЕРИЯ МОРА – КУЛОНА ДЛЯ РАСЧЕТА ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД ДОРОГ С НИЗКОЙ ИНТЕНСИВНОСТЬЮ ДВИЖЕНИЯ

А.С. Александров ✉, Т.В. Семенова

Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ),
г. Омск, Россия
aleksandrov00@mail.ru
✉ ответственный автор

АННОТАЦИЯ

Введение. В настоящее время при расчете дорожной одежды по сдвигу в грунте напряжения сдвига от временной и постоянной нагрузок вычисляются при разных значениях угла внутреннего трения. Следовательно, в расчете дорожной одежды по сдвигу в грунте оперируют напряжениями, действующими вдоль двух разных площадок, что является ошибкой и требует исправления.

Методы и материалы. Разработана модель прогнозирования накапливаемой остаточной деформации, которая при заданных значениях минимального главного напряжения и числа приложенных нагрузок позволяет определять величину максимального главного напряжения, при которой остаточная деформация достигает предельной величины. Используя значение главных напряжений, вычисляются сцепление и угол внутреннего трения для числа нагрузок, принятого в расчете деформации.

Результаты. Произведен расчет параметров сопротивления сдвигу и сопротивления всестороннему растяжению при применении для расчета накапливаемой остаточной деформации предлагаемой модели и модели Барксдейла – Казарновского. Выполнено сопоставление результатов расчета.

Заключение. Полученные результаты позволяют сделать расчет дорожной одежды дороги с низкой интенсивностью движения по критерию сопротивления сдвигу в грунте.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сопротивление сдвигу, критерий Мора – Кулона, гипотеза упрочнения грунта

Статья поступила в редакцию 02.09.2024; одобрена после рецензирования 15.10.2024; принята к публикации 17.10.2024.

Авторы прочитали и одобрили окончательный вариант рукописи.

Прозрачность финансовой деятельности: авторы не имеют финансовой заинтересованности в представленных материалах и методах. Конфликт интересов отсутствует.

Для цитирования: Александров А.С., Семенова Т.В. Совершенствование критерия Мора – Кулона для расчета дорожных одежд дорог с низкой интенсивностью движения // Вестник СибАДИ. 2024. Т. 21, № 5. С. 756-769. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-5-756-769>

© Александров А.С., Семенова Т.В., 2024



Контент доступен под лицензией
Creative Commons Attribution 4.0 License.

Original article
DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-5-756-769>
EDN: RLEKTO

IMPROVEMENT OF MOHR-COULOMB CRITERION FOR DESIGNING PAVEMENTS OF ROADS OF LOW TRAFFIC INTENSITY

Anatoly S. Aleksandrov ✉, Tatiana V. Semenova

The Siberian State Automobile and Highway University (SibADI),
Omsk, Russia

aleksandrov00@mail.ru

✉ corresponding author

ABSTRACT

Introduction. Currently, when designing road pavements taking into account soil shear displacement, shear stresses from temporary and permanent loads are calculated at different values of internal friction angle. Consequently, in terms of soil shear displacement while designing road pavements, stresses applied along two different sites are considered, which is an error and requires correction.

Materials and methods. A model for predicting accumulated residual deformation has been developed, which allows for determining the value of the maximum principal stress at which the residual deformation reaches its limit value, given that values of the minimum principal stress and the number of applied loads are known. The values of principal stresses being taken into account, the adhesion and the angle of internal friction are calculated for the number of loads considered in the deformation calculation.

Results. The calculation of shear resistance and resistance to universal tension parameters was performed by applying the proposed model and the Barksdale-Kazarnovsky model for calculating the accumulated residual deformation. The calculation results have been compared.

Conclusions. The obtained results allow for designing surfaces of roads of low traffic intensity based on the criterion of resistance to soil shear displacement.

KEYWORDS: shear strength, Mohr-Coulomb criterion, soil hardening hypothesis

The article was submitted 02.09.2024; approved after reviewing 15.10.2024; accepted for publication 2024. All authors have read and approved the final manuscript.

Financial transparency: the authors have no financial interest in the presented materials or methods. There is no conflict of interest.

For citation: Aleksandrov A.S., Semenova T.V. Improvement of Mohr-Coulomb criterion for designing pavements of roads of low traffic intensity. The Russian Automobile and Highway Industry Journal. 2024; 21 (5): 756-769. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-5-756-769>

© Aleksandrov A.S., Semenova T.V., 2024



Content is available under the license
Creative Commons Attribution 4.0 License.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время дорожные одежды нежесткого типа различной капитальности, предназначенные для дорог с низкой интенсивностью движения, проектируют по двум принципиально разным методикам. Капитальные и облегченные нежесткие дорожные одежды рассчитывают по трем критериям прочности: упругого прогиба, сопротивления монолитных слоев растяжению от изгиба и сопротивления сдвигу в грунте земляного полотна. Дорожные одежды переходного типа проектируют по критериям обеспечения требуемого модуля деформации дорожной одежды и по эксплуатационной надежности, рассчитывая дорожную одежду по глубине колеи и на износ покрытия.

Необходимость расчета по сопротивлению сдвигу в грунте земляного полотна обусловлена двумя обстоятельствами. Во-первых, если напряжение сдвига не превышает предельное значение, то накапливаемая остаточная деформация мала и обусловлена объемными деформациями, то есть уплотнением. Во-вторых, возникновение предельного состояния по критерию Мора – Кулона в точке с наибольшим напряжением сдвига возможно только при воздействии на поверхность грунтового сооружения давления, равного первой критической нагрузке. Согласно общепринятому учению Н.М. Герсеванова о фазах деформирования грунтового основания, первая критическая нагрузка разделяет фазы уплотнения и сдвигов. При работе грунта в фазе уплотнения осадка линейно зависит от давления на основание, а в фазе сдвигов эта связь нелинейная. Вследствие этого расчет по сопротивлению сдвигу, базирующийся на критерии Мора – Кулона, гарантирует правомерность применения физических уравнений теории упругости (обобщен-

ный закон Гука), в котором связь деформаций с напряжениями линейна. Отметим, что расчеты дорожных одежд по критериям упругого прогиба, требуемого модуля деформации, глубины колеи базируются на физических уравнениях линейной теории упругости. В данном случае расчет по сдвигу является индикатором правомерности применения физических уравнений (в деформациях или в напряжениях), предполагающих их линейную зависимость.

Отмеченные два обстоятельства обуславливают актуальность работ, направленных на совершенствование расчета дорожных одежд по сдвигу в грунте.

В основе расчета дорожной одежды по сдвигу в грунте лежит условие пластичности Мора – Кулона, имеющее вид [1, 2]:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \cos \varphi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \operatorname{tg} \varphi \leq c, \quad (1)$$

где σ_1 и σ_3 – максимальное и минимальное главные напряжения, Па; c и φ – сцепление и угол внутреннего трения, МПа и град.

Критерий расчета дорожной конструкции по сдвигу в грунте содержит сумму эквивалентных напряжений от двух нагрузок: временной T_σ (транспортной) и постоянной T_γ (вес слоев, расположенных выше проверяемого элемента). Правомерность суммирования напряжений сдвига T_σ и T_γ вытекает из принципа независимости действия сил. Поэтому критерий расчета записан в виде

$$T_\sigma + T_\gamma \leq k_d \cdot c, \quad (2)$$

где k_d – известный коэффициент, регламентируемый ОДН 218.046–01¹, ПНСТ 265–2018², ПНСТ 542–2021³ и обсуждаемый в настоящее время ГОСТ Р 71404–2024⁴.

¹ ОДН 218.046–01 (взамен ВСН 46–83) (срок действия до 14.08.2018 г.) Проектирование нежестких дорожных одежд: утвержден и введен в действие распоряжением Росавтодора Министерства транспорта РФ от 20 декабря 2000 г. № ОС-35-Р – М.: Стандартинформ, 2000 // ИС «Техэксперт» / АО «Кодекс». Дата обновления: 16.09.2024.

² ПНСТ 265–2018 (взамен ОДН 218.046–01) (срок действия с 15.05.2018 г. до 15.05.2021 г.) Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование нежестких дорожных одежд: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 11 апреля 2018 г. № 3-пнст – М.: Стандартинформ, 2018 // ИС «Техэксперт» / АО «Кодекс». Дата обновления: 16.09.2024.

³ ПНСТ 542–2021 (взамен ПНСТ 265–2018) (срок действия с 01.06.2021 г. до 01.06.2024 г.) Дороги автомобильные общего пользования. Нежесткие дорожные одежды. Правила проектирования: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 18 мая 2021 г. № 34-пнст – М.: Стандартинформ, 2021 // ИС «Техэксперт» / АО «Кодекс». Дата обновления: 16.09.2024.

⁴ ГОСТ Р 71404–2024 (взамен ПНСТ 542–2021) (введен 01.09.2024 г.) Дороги автомобильные общего пользования. Нежесткие дорожные одежды. Правила проектирования: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 5 августа 2024 г. № 1022-ст – М.: Стандартинформ, 2024 // ИС «Техэксперт» / АО «Кодекс». Дата обновления: 16.09.2024.

Каждое из напряжений сдвига, записанных в левой части неравенства (2), определяется левой частью неравенства (1), но с различным подходом к вычислению главных напряжений. В нормативных методах расчета напряжение сдвига T_σ вычисляют графоаналитическим методом по соответствующей номограмме, но при величине угла внутреннего трения φ_N , зависящей от общего числа приложенных нагрузок N . Подход к определению напряжения сдвига T_γ в современных нормах претерпел некоторые изменения. Однако в расчетах T_γ по нормам XX и XXI вв. есть общие черты. Они состоят в том, что напряжение σ_1 вычисляется произведением объемного веса верхнего слоя двухслойной модели γ_{cp} (МН/м³) и толщины этого слоя, под которой понимается сумма толщин слоев дорожной конструкции Σh (м), расположенных выше проверяемого слоя. Объемный вес γ_{cp} находится как усредненное значение по толщине этих вышележащих слоев. Минимальное главное напряжение σ_3 вычисляется произведением коэффициента бокового давления ξ и напряжения $\sigma_1 = \gamma_{cp} \cdot \Sigma h$. Следовательно, напряжение сдвига T_γ находится по формуле

$$T_\gamma = \frac{\gamma_{cp} \cdot \Sigma h - \xi \cdot \gamma_{cp} \cdot \Sigma h}{2 \cdot \cos \varphi} - \frac{\gamma_{cp} \cdot \Sigma h + \xi \cdot \gamma_{cp} \cdot \Sigma h}{2} \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (3)$$

Если в зависимости (3) привести подобные, то получим формулу А.М. Кривисского, по которой вычисляли напряжения сдвига в нормах XX в. Эта формула имеет вид

$$T_\gamma = \frac{\gamma_{cp}}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot [1 - \xi - (1 + \xi) \cdot \sin \varphi] \cdot \Sigma h. \quad (4)$$

В ранее действовавших инструкциях по расчету дорожных одежд коэффициент бокового давления ξ определяли по формуле А.Н. Динника, то есть отношением коэффициента Пуассона μ к разности единицы и коэффициента Пуассона. Таким образом, классическое решение базировалось на гипотезе о компрессионном сжатии грунта от действия постоянной нагрузки. В современных нормах XXI в. принято $\xi = 1$, то есть современные решения полагают, что под действием постоянной нагрузки грунт испытывает гидростатическое сжатие. В случае $\xi = 1$ формула (4) примет вид

$$T_\gamma = -\gamma_{cp} \cdot \Sigma h \cdot \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = -\gamma_{cp} \cdot \Sigma h \cdot \tan \varphi. \quad (5)$$

Для иллюстрации одной из ошибок, допущенных в современных стандартах по проектированию нежестких дорожных одежд, зависимость (5) подставим в неравенство (2). Тогда получим

$$T_\sigma - \gamma_{cp} \cdot \Sigma h \cdot \tan \varphi \leq k_\delta \cdot c. \quad (6)$$

Неравенство (6) можно привести к виду

$$T_\sigma \leq k_\delta \cdot c + \gamma_{cp} \cdot \Sigma h \cdot \tan \varphi. \quad (7)$$

В правой части неравенства (7) записано выражение для определения предельного напряжения сдвига в трактовке ОДН 218.046-01, которое было получено научной группой, возглавляемой В.Д. Казарновским. В ОДН 218.046-01 эта формула имеет вид

$$T_{np} = k_\delta \cdot c + 0,1 \cdot \gamma_{cp} \cdot \Sigma h \cdot \tan \varphi_{ст}, \quad (8)$$

где 0,1 – множитель размерности, необходимость которого обусловлена единицами измерения γ_{cp} (кг/см³) и Σh (см); $\varphi_{ст}$ – статический угол внутреннего трения.

Авторы ПНСТ 265–2018, ПНСТ 542–2021 решили, что в зависимость (8) нужно ввести скобки. В результате абсолютно правильно выведенная формула (8) приобрела вид

$$T_{np} = k_\delta \cdot (c + 0,001 \cdot \gamma_{cp} \cdot \Sigma h \cdot \tan \varphi_{ст}), \quad (9)$$

где 0,001 – множитель размерности, необходимость которого обусловлена единицами измерения γ_{cp} (кН/м³) и Σh (м).

Отметим, что формула (9) содержит ошибку в виде введенных скобок, которые в этой зависимости не нужны. Здесь подчеркнем, что группа В.Д. Казарновского вывела формулу (8) верно, проделав те же выкладки, что и мы, получая критерий (7). Также отметим, что возврат от ошибочного решения (9) к верной зависимости (8) нормативный расчет по сдвигу не исправит. Этот вывод обусловлен гипотезой упрочнения грунта, положенной в основу расчета напряжения сдвига от временной нагрузки T_σ .

Предпосылкой к изменению расчета напряжения T_σ стала работа [3], в которой предложена гипотеза упрочнения зернистого материала при действии повторной нагрузки, приводящей к эффекту накопления остаточной деформации. Эта гипотеза развита в работах известных специалистов Ф. Lekar и А. Dawson [4, 5].

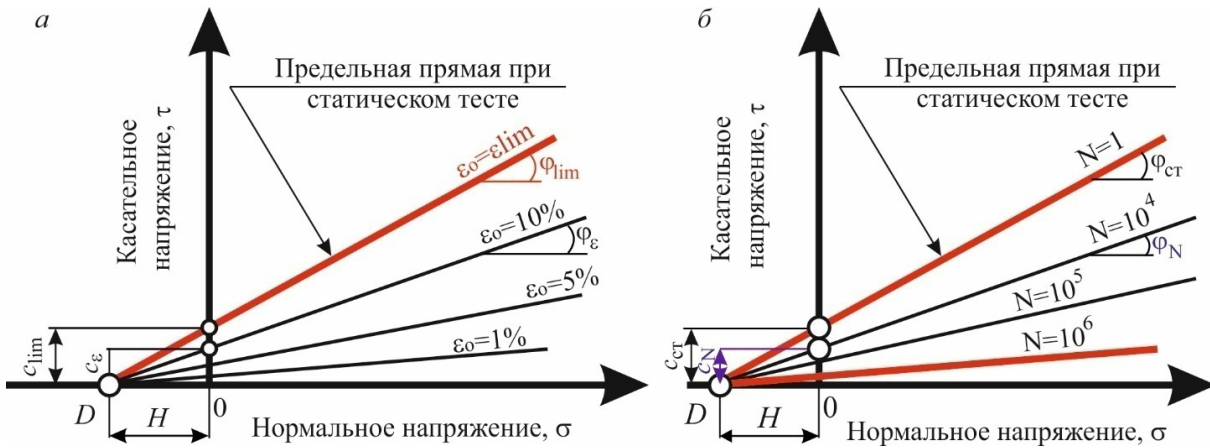


Рисунок 1 – Изменение местоположения предельной прямой на τ–σ плане:
 а – зависимость параметров с и φ от величины накопленной остаточной деформации ε₀,
 Источник: заимствован [4, 5];
 б – зависимость параметров с и φ от числа приложенных нагрузок N
 Источник: составлено авторами.

Figure 1 – Changes in the location of the limit line on the τ–σ plan:
 а) – dependence of parameters c and φ on the value of accumulated residual deformation ε₀,
 Source: borrowed [15, 16];
 б) – dependence of parameters c and φ on the number of applied loads N,
 Source: compiled by the authors.

Согласно этой гипотезе с увеличением накопленной остаточной деформации происходит изменение местоположения предельной прямой на τ–σ или q–p плане, описываемое увеличением угла внутреннего трения φ_ε.

На рисунке 1 мы привели графическую интерпретацию этой гипотезы, на которой показали изменение местоположения предельной прямой Кулона на τ–σ плане при увеличении накопленной остаточной деформации (рисунок 1, а) и уменьшении числа приложенных нагрузок (рисунок 1, б).

Из анализа данных рисунка 1, а следует, что центром вращения прямой Кулона является точка D, вследствие чего длина отрезка H при любых значениях параметров c_ε и φ_ε всегда одинакова. Это значит, что сопротивление всестороннему растяжению H при увеличении остаточной деформации при сжатии не изменяется. Данное условие обеспечивается выполнением уравнений:

$$H = c_{\epsilon} \cdot \operatorname{ctg} \varphi_{\epsilon} = c_{\text{lim}} \cdot \operatorname{ctg} \varphi_{\text{lim}}; \quad (10)$$

$$H = c_N \cdot \operatorname{ctg} \varphi_N = c_{\text{ст}} \cdot \operatorname{ctg} \varphi_{\text{ст}}.$$

Уравнения (10) трудно подтвердить экспериментально. Анализ результатов испытаний зернистых материалов [6, 7] трехосным сжатием повторной нагрузкой показывает, что сопротивление H изменяется. Изменение величины

сопротивления H вызвано тем, что угол внутреннего трения φ_ε изменяется так, как показано на рисунке 1, а, то есть увеличивается при росте деформации, а сцепление c_ε этой зависимости не подчиняется. Отсюда следует, что до настоящего времени модель упрочнения грунта, показанная на рисунке 1, а, не нашла экспериментального подтверждения. Однако именно эта модель стала основой для современных стандартов РФ, в которых модель упрочнения грунта дается графической зависимостью, представленной на рисунке 1, б.

Для оценки соответствия параметров сопротивления сдвигу грунтов, регламентируемых ПНСТ 542–2021, модели упрочнения грунта, показанной на рисунке 1, б, достаточно выполнить расчет сопротивления всестороннему растяжению. Такой расчет производится по второй формуле выражений (10). Результаты расчета приведены в таблице 1.

Из анализа данных таблицы 1 следует, что при одной и той же влажности грунта, но разном количестве нагрузок, значения сопротивления H неодинаковы. Это говорит о том, что данные о сцеплении и угле внутреннего трения, представленные в стандартах России, не соответствуют модели, показанной на рисунке 1, б, которая была положена в основу вычисления этих значений. Поэтому данные российских стандартов о параметрах, характеризующих сопротивление сдвигу грунтов, нуждаются в пересмотре.

Таблица 1

Параметры сопротивления сдвигу и всестороннему растяжению суглинков и глин
Источник: в части сопротивления растяжению - составлено авторами.

Table 1

Parameters of shear resistance and universal tensile strength of loams and clays
Source: in terms of tensile strength - compiled by the authors.

Расчетная влажность, W/W_L	Характеристики сопротивления сдвигу по ПНСТ 542–2021										Сопротивление растяжению H при числе приложенных нагрузок, кПа				
	$\frac{c}{\sigma_3}$ при числе приложенных нагрузок, градус					$\frac{\varphi}{\sigma_3}$ при числе приложенных нагрузок, кПа									
	1	10^3	10^4	10^5	10^6	1	10^3	10^4	10^5	10^6	1	10^3	10^4	10^5	10^6
0,60	24	20	14,5	11	9	30	30	16	14	12	67	82	62	72	76
0,65	21	15	11	8	7	24	19	13	11	9	63	71	67	78	73
0,70	18	11,5	8,5	6,5	5,5	19	13	9	7	6	58	64	60	61	62
0,75	15	10	7,5	5	4	15	9	6	5	4	56	51	46	57	57
0,80	13	8	5	3	2,5	11	7	5	3	2	48	50	57	57	46
0,90	11,5	6,5	3,5	2,2	2,0	8	4	4	2	1	39	35	65	52	29

Примечание: W – влажность грунта, %; W_L – влажность на границе текучести, %.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Зависимость, проиллюстрированную на рисунке 1, б, можно получить путем добавления в критерий Мора – Кулона расчета остаточной деформации, накапливаемой в процессе действия повторной нагрузки. В общем виде модель накопления остаточной деформации описывается функцией [8]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_N &= \varepsilon_1 \cdot f(\sigma_1; \sigma_3; N; a; b); \\ \varepsilon_1 &= f(\sigma_1; \sigma_3; c; d), \end{aligned} \quad (11)$$

где ε_1 – остаточная деформация от первого приложения нагрузки; a , b , c и d – параметры материала, характеризующие деформацию ε_1 и накапливаемую деформацию ε_N .

Из анализа формул (11) следует, что при известных значениях параметров расчета σ_3 , N , a , b , c и d , а также ограниченной величине деформации ε_N , например $\varepsilon_N=0,15$, имеется возможность расчета напряжения σ_1 . После вычисления максимального главного напряжения σ_1 вычисляется девиатор напряжения $\sigma_1 - \sigma_3$ и строится круг напряжений Мора. Аналогичные расчеты можно выполнить для разных напряжений σ_3 , что приводит к возможности построения семейства кругов напряжений и последующему вычислению параметров C_N и φ_N , соответствующих заданному при расчете числу нагрузок N , например $N=10^3$. Аналогичным образом строится семейство

кругов Мора для другого количества нагрузок N , например, $N=10^4$, к которым проводится своя предельная прямая и вычисляются характерные значения C_N и φ_N . В этом случае, увеличивая число нагрузок N , но сохраняя все остальные параметры расчета, величина напряжения σ_1 будет уменьшаться. Значит, будет уменьшаться девиатор $\sigma_1 - \sigma_3$, который является диаметром круга напряжений. Для каждой предельной прямой, применяя общепринятые формулы, можно вычислить параметры C_N и φ_N , которые при уменьшении величины $\sigma_1 - \sigma_3$ тоже должны уменьшаться.

Модель упрочнения грунта (см. рисунок 1, б) имеет один недостаток, не позволяющий применить эту модель к расчету дорожной при большом числе прикладываемых нагрузок. Этот недостаток показан в нашей работе [1], он связан с тем, что при числе нагрузок N , стремящихся к бесконечности и ограниченном значении остаточной деформации $\varepsilon_N=0,15$, величина деформации ε_1 будет стремиться к нулю. Безусловно, что при $\varepsilon_1=0$ величина девиатора напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$ тоже равна нулю. Так как при $\sigma_1 - \sigma_3=0$ круг напряжений сводится в точку, расположенную на оси абсцисс графика, показанного на рисунке 1, б, то прямая Кулона ложится на ось σ . В этом случае параметры уравнения прямой имеют нулевые значения, то есть $C_N=0$ и $\varphi_N=0$. В расчете дорожной одежды нулевые значения параметров грунта недопустимы. Поэтому разработчикам

нормативных документов потребовалось ограничить число расчетных нагрузок предельной величиной $N=10^6$.

При анализе формул (8) и (9) несложно заметить, что предельное напряжение сдвига определяется при угле внутреннего трения $\varphi_{ст}$. Значит, углы наклона площадки скольжения, на которой определяется предельное напряжение $T_{пр}$, к главным осям составят $\alpha_1=\pi/4-\varphi_{ст}/2$ и $\alpha_2=\pi/4+\varphi_{ст}/2$. В расчете напряжения T_{σ} оперируют другим значением угла внутреннего трения φ_N . Это значит, что напряжение T_{σ} действует на другой площадке, повернутой к главным осям под углами $\alpha_1=\pi/4-\varphi_N/2$ и $\alpha_2=\pi/4+\varphi_N/2$. Отсюда вытекает вывод, что напряжения T_{σ} и $T_{пр}$ вычислены для разных площадок, вследствие чего их сравнивать нельзя. Поэтому общепринятое решение содержит ошибку, которая делает это решение неприемлемым для расчета дорожной конструкции.

Причина неудачных модификаций критерия Мора – Кулона с упрочнением, показанным на рисунке 1, б, лежит в необходимости ограничения числа нагрузок некоторой предельной величиной. В качестве этой величины принято $N=10^6$. Такое ограничение привело к существенному уменьшению значений C_N и φ_N , в результате чего потребовалось введение несурзных допущений. Но если число расчетных нагрузок ограничить меньшей величиной N , например, $N=5 \cdot 10^4$, то ввода ошибочных допущений можно избежать. Для дорог общего пользования допущение $N=5 \cdot 10^4$ принять нельзя вследствие большой интенсивности движения и наличия в составе движения большегрузных автомобилей и автопоездов. Но на дорогах с низкой интенсивностью движения ограничение $N=5 \cdot 10^4$ является естественным, а значит оно приемлемо.

В общепринятой модели, показанной на рисунке 1, б, есть еще один недостаток, суть которого состоит в применении для расчета деформации ε_N , российской модификации устаревшей феноменологической модели Ричарда Барксдейла [9, 10].

В настоящее время разработано много моделей, позволяющих прогнозировать накопленную остаточную деформацию, они приведены в обзорных частях работ [8, 11, 12]. Эти модели не лишены недостатков. Поэтому целью нашей работы является модификация модели упрочнения, основанная на анализе и разработке новой модели для расчета деформации ε_N .

В области исследования процесса накопления остаточных деформаций грунтами и зернистыми материалами выполнено множество теоретических и экспериментальных работ. К таким работам необходимо отнести исследования, проведенные с применением динамических приборов трехосного сжатия. Вследствие специфики экспериментов данные исследования выполнены нашими зарубежными коллегами: J. Anochie-Boatehg, G.K. Arnold, R.S. Ashtiani, R.D. Barksdale, J.R. Boyce, F. Brecciaroly, S. F. Brown, L.W. Cheung, I.F. Collins, A.R. Dawson, L. Francken, A. Hettler, P. Hornych, M. Huurman, W.J. Kenis, S. Khedr, P. Kolisoja, J. Leng, J. Long, J.-L. Paute, I. Peres, G.T.H. Sweere, H.L. Theyse, V. Veverka, A. Visser, H. Wolff и др. В России трехосные испытания грунтов для нужд дорожной отрасли выполнены в 80–90-х годах прошлого столетия. Для этого применен прибор динамический трехосного сжатия, имевшийся в то время в лаборатории центрального Союздорнии. Испытания проведены научной группой В.Д. Казарновского, в которой результаты по испытанию песчаных грунтов получены В.М. Смирновым и Ю.И. Косаревым, а тестирование глинистых грунтов проведено Е.А. Петрушиным и А.С. Пилипенко. На основе этих данных разработана феноменологическая модель накопления остаточной деформации, легшая в основу модели, показанной на рисунке 1, б. Эта модель является модификацией модели Ричарда Барксдейла [9, 10]. Оригинальная модель [9, 10] является возрастающей логарифмической функцией, описывающей увеличение остаточной деформации ε_N при возрастании количества приложенных нагрузок N . В данной модели деформация от первого приложения нагрузки зависит от уровня напряженного состояния, определяемого отношением девиатора к предельной величине напряжения сдвига, вычисляемой из критерия Мора – Кулона с критическими значениями параметров $C_{ст}$ и $\varphi_{ст}$. Специфика зарубежных исследований состоит в том, что моделей накопления остаточных деформаций разработано много, история их создания приведена в работах [8, 11, 12]. Продолжительность применения любой феноменологической модели определяется отрезком времени, в течение которого новая, более точная модель еще не создана, но как только такая модель будет разработана, действие ее предшественника заканчивается. Поэтому в зарубежных исследованиях модель Ричарда Барксдейла имеет чисто историческое значение, а на смену ей пришли другие [13, 14, 15, 16, 17], среди кото-

рых наиболее современными являются зависимости, базирующиеся на теории приспособляемости. Несмотря на большое количество феноменологических моделей накопления остаточной деформации следует отметить, что общего решения для большой номенклатуры грунтов и зернистых материалов пока не найдено. Вследствие этого поиск такого решения является актуальным для дорожной отрасли.

В качестве рабочей гипотезы возьмем предположение, что процесс накопления остаточной деформации носит наследственный характер, состоящий в том, что величина накопленной деформации обусловлена историей приложения нагрузок. Такое предположение позволяет вычислять накопленную остаточную деформацию ε_N суммированием деформаций, возникающих от каждого приложения нагрузки ε_i . Следовательно, вычисление накопленной остаточной деформации производится по формуле

$$\varepsilon_N = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i. \quad (12)$$

Безусловно, что из-за большого числа нагрузок применение формулы (12) на практике неудобно. Поэтому в зависимости (12) операцию суммирования целесообразно заменить интегрированием функции приращения остаточной деформации по числу нагрузок. Для этого необходимо показать, что процесс накопления пластических деформаций непрерывен. Рассматривая расчет дорожной одежды, можно отметить, что все транспортные средства, оказывающие силовое воздействие, приводятся к расчетной нагрузке, распределенной по круглой площадке с давлением, равным давлению воздуха в шине. Поэтому при расчете дорожной одежды все нагрузки считаются одинаково равными расчетной нагрузке, к которой приводится нагрузка от любого транспортного средства, но со своим коэффициентом приведения. Такая специфика расчета позволяет нам принимать суммарное число нагрузок с любым количеством знаков после запятой. Эта особенность позволяет считать гипотезу о непрерывности процесса накопления деформации правомерной.

При динамических трехосных испытаниях [15, 16, 17, 18, 19] продолжительность действия напряжений и период отдыха материала между нагрузками одинаковые, как правило, длительность нагрузки составляет 0,1 с, интервал между нагрузками 0,9 с. Таким образом, продолжительность каждого цикла со-

ставляет 1 с. Эта особенность позволяет описывать приращение остаточной деформации степенной функцией, имеющей вид,

$$\varepsilon_i = a \cdot n^b, \quad (13)$$

где a и b – параметры материала и уровня напряженного состояния.

Применяя зависимость (13) в качестве подынтегральной функции, процесс суммирования деформаций можно представить уравнением

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot \left(1 + \int_1^N a \cdot n^b dn \right). \quad (14)$$

Из анализа выражения (14) следует, что общий вид конечной формулы определяется величиной параметра b . Если параметр $b = -1$, то функция накопления деформации будет логарифмическая, подобная функциям Р. Баркстейла и В.Д. Казарновского. Но при $b \neq -1$ функция накопления деформации будет степенная. При выборе значения параметра b будем учитывать известные экспериментальные данные о точности различных функций при определении накопленной деформации. Из анализа работ [15, 16, 17, 19, 20, 21, 22, 23] можно сделать вывод, что применимость различных функциональных зависимостей обуславливается количеством нагрузок. Установлено, что экспоненциальные функции являются наилучшим приближением при сравнительно малом числе нагрузок, не превышающем $N \leq 10^3$ [23]. С увеличением числа нагрузок точность экспоненциальных функций уменьшается, и с ними конкурируют логарифмические зависимости. При количестве нагрузок, варьирующемся в интервале $10^3 < N \leq 10^4$, необходимо решать задачу выбора функциональной зависимости между экспоненциальной и логарифмической. Экспоненциальные функции перестают быть пригодными при числе нагрузок, превышающем $N > 10^4$. В этом случае накопление остаточной деформации описывается логарифмическими зависимостями, которые являются наиболее пригодным приближением при варьировании числа нагрузок в диапазоне $10^4 < N \leq 10^5$. При числе нагрузок, превышающем 100 тыс., наряду с логарифмической зависимостью приемлемым приближением являются степенная функция, которая становится однозначно возможным приближением при $N > 10^6$. Учитывая, что для проектирования переходных дорожных одежд на дорогах с низкой интенсивностью движения число

нагрузок, прикладываемых за срок службы, находится в пределах $10^3 < N \leq 5 \cdot 10^4$, нужно ориентироваться на логарифмическую зависимость. Поэтому приняв $b = -1$ и выполнив интегрирование (14), получим

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot \left(1 + \int_1^N a \cdot n^{-1} dn \right) = \varepsilon_1 \cdot (1 + a \cdot \ln N). \quad (15)$$

В уравнении (15) параметр a является характеристикой как материала, так и уровня напряженного состояния. Значения этого параметра высчитываются по данным трехосных испытаний материалов повторной нагрузкой. Сложность определения величины данного параметра обусловлена тем, что такие испытания с требуемым числом приложения нагрузок проведены исключительно за рубежом. Показания российских специалистов ориентированы на расчеты сопротивления оснований фундаментов сейсмическим воздействиям. Вследствие этого российские экспериментальные данные [18, 19] получены для малого числа повторных нагрузок. Значит, нам необходимо анализировать факты зарубежных специалистов, полученные для материалов и грунтов, соответствующих требованиям отечественных стандартов.

Второй особенностью формулы (15) является зависимость деформации ε_1 от главных напряжений σ_1 и σ_3 . Современные математические модели зависимости объемного, продольного и поперечного модуля деформации грунта [18, 20, 21, 22, 23] содержат до пяти функций. Проблематичность применения современных эмпирических зависимостей состоит в необходимости определения большого числа параметров модели. Это определение необходимо выполнить для каждого материала при его различном состоянии по плотности (пористости) и влажности, что требует огромного количества испытаний. В связи с такой проблемой для расчета деформации ε_1 нами применяется более простая зависимость, полученная М. Шентоном. С учетом модели М. Шентона формула (13) примет вид

$$\varepsilon_N = A \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} \right)^B \cdot (1 + a \cdot \ln N), \quad (16)$$

где A и B – параметры материала.

В отличие от современных эмпирических зависимостей [21, 22, 23] формула (16) содержит всего три параметра, что значительно упрощает их определение по данным трехосных испытаний повторной нагрузкой, выполненных за рубежом. В формуле (16) главные напряжения содержатся как в явном виде, так в функции параметра a . Тем не менее, определив значения параметров материала A , B и a , а также задавая значения σ_3 и N , можно рассчитать значение напряжения σ_1 , при котором деформация ε_N приобретет предельную величину $\varepsilon_{lim} = 15\%$.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Для определения параметров динамической модели Мора – Кулона, показанной на рисунке 1, б, необходимо использовать определенный алгоритм их вычисления. Согласно этому алгоритму расчет сцепления и угла внутреннего трения нужно выполнять в следующей последовательности:

1. Разработать математическую модель накопления остаточной деформации в условиях трехосного сжатия при многократном воздействии нагрузок и определить значения постоянных коэффициентов эмпирической формулы. Например, для зависимости (16) нужно установить значения коэффициентов A , B и a для различных материалов и грунтов при разных показателях их физических свойств (влажность, коэффициент уплотнения, гранулометрический состав и т.п.).

2. В полученной модели накапливаемую деформацию ε_N нужно ограничить величиной 15%, задать значения σ_3 и N и вычислить критическое напряжение σ_1 . После этого при том же числе нагрузок N , но другой величине напряжения σ_3 произвести новый расчет критического напряжения σ_{1i} . Целью такой серии расчетов является формирование пар значений напряжений σ_{1i} и σ_{3i} при одном и том же числе нагрузок N , которые необходимы для последующего вычисления характеристик C_N и φ_N , соответствующих этому количеству нагрузок N .

3. Используя найденные пары главных напряжений σ_{1i} и σ_{3i} и общепринятые формулы, регламентируемые ГОСТ 12248.3–2020⁵, необходимо рассчитать угол внутреннего трения φ_N :

⁵ ГОСТ 12248.3–2020 (введен 01.06.2021 г.) Межгосударственный стандарт. Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 14 октября 2020 г. № 823-ст – Москва : Стандартинформ, 2020 // ИС «Техэксперт» / АО «Кодекс». Дата обновления: 16.09.2024.

$$\varphi_N = \operatorname{arctg} \frac{L-1}{2 \cdot \sqrt{L}}$$

$$L = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sigma_{3i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}, \quad (17)$$

где i и n – номер и общее количество рассчитанных пар главных напряжений σ_{1i} и σ_{3i} при одном и том же числе нагрузок N .

4. На завершающем этапе следует вычислить сцепление грунта c_N . Такой расчет можно произвести двумя способами. Первый способ применялся всеми нашими предшественниками. Этот способ предполагает применение традиционных формул, основанных на использовании вычисленных пар главных напряжений σ_{1i} и σ_{3i} и регламентируемых ГОСТ 12248.3–2020 формул:

$$c = \frac{M}{2 \cdot \sqrt{L}},$$

$$M = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}. \quad (18)$$

Рассматривая результаты расчета параметров сопротивления сдвигу, выполненные по формулам (17) и (18), отметим, что при исполь-

зовании любой модели накопления пластической деформации мы получим зависимость характеристик сдвигоустойчивости грунта, аналогичную данным таблицы 1. В этом случае при возрастании числа нагрузок параметр φ_N всегда уменьшается, но характеристика c_N такой зависимости не подчиняется. Вследствие этого, при росте числа нагрузок, сопротивление всестороннему растяжению не будет оставаться постоянным, что противоречит модели, показанной на рисунке 1, б. Поэтому применение формулы (18) для расчета сцепления грунта приводит к несоответствию данных расчета (например, данных таблицы 1) модели, положенной в основу этого расчета, показанной на рисунке 1, б. Для устранения данного недостатка мы рекомендуем вычислять сцепление по формуле, полученной из второй зависимости (10). Эта формула имеет вид

$$c_N = \frac{c_{ст}}{\operatorname{tg} \varphi_{ст}} \cdot \operatorname{tg} \varphi_N. \quad (19)$$

В таблице 2 представлены результаты расчета характеристик c_N и φ_N , выполненные по формулам (17) и (19), а также значения сопротивления растяжению H по выражению (10).

Из анализа данных таблицы 2 следует, что при строго определенной величине относительной влажности W/W_L в условиях увеличения числа нагрузок характеристики φ_N и c_N уменьшаются, а сопротивление всестороннему растяжению остается постоянным, что в полной мере соответствует модели, представленной на рисунке 1, б.

Таблица 2

Характеристики φ_N , c_N и H_N суглинков и глин, вычисленные по формулам (17) и (19)

Источник: составлено авторами.

Table 2

Characteristics φ_N , c_N and H_N of loams and clays calculated by using formulae (17) and (19)

Source: compiled by the authors.

Расчетная влажность, W/W_L	Параметры сопротивления сдвигу, вычисленные по (17) и (19)										Сопротивление растяжению H_N при числе приложенных нагрузок, кПа				
	φ_N при числе приложенных нагрузок, градус					c_N при числе приложенных нагрузок, кПа									
	1	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	1	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	1	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶
0,60	24	20	14,5	11	9	30	24,5	17,4	13,1	10,7	67,4	67,4	67,4	67,4	67,4
0,65	21	15	11	8	7	24	16,8	12,2	8,8	7,7	62,5	62,5	62,5	62,5	62,5
0,70	18	11,5	8,5	6,5	5,5	19	11,9	8,7	6,7	5,6	58,5	58,5	58,5	58,5	58,5
0,75	15	10	7,5	5	4	15	9,9	7,4	4,9	3,9	56,0	56,0	56,0	56,0	56,0
0,80	13	8	5	3	2,5	11	6,7	4,2	2,5	2,1	47,6	47,6	47,6	47,6	47,6
0,90	11,5	6,5	3,5	2,2	2,0	8	4,5	2,4	1,5	1,4	39,3	39,3	39,3	39,3	39,3

Таблица 3
 Характеристики φ_N , C_N и H_N суглинков и глин, вычисленные по формулам (17) и (19) при расчете остаточной деформации по зависимости (16)
 Источник: составлено авторами.

Table 3
 Characteristics φ_N , C_N and H_N of loams and clays calculated by using formulae (17) и (19), the residual deformation being calculated according to dependence (16)
 Source: compiled by the authors.

Расчетная влажность, W/W_L	Параметры сопротивления сдвигу, вычисленные по (17) и (19)								Сопротивление растяжению H_N при числе приложенных нагрузок, кПа			
	φ_N при числе приложенных нагрузок, градус				C_N при числе приложенных нагрузок, кПа							
	1	10^3	10^4	$5 \cdot 10^4$	1	10^3	10^4	$5 \cdot 10^4$	1	10^3	10^4	$5 \cdot 10^4$
0,60	24	23	21	18	30	28,6	25,9	21,9	67,4	67,4	67,4	67,4
0,65	21	20	18	15	24	22,8	20,3	16,8	62,5	62,5	62,5	62,5
0,70	18	17	15	12	19	17,9	15,7	12,4	58,5	58,5	58,5	58,5
0,75	15	13	11	9	15	12,9	10,9	8,9	56,0	56,0	56,0	56,0
0,80	13	11	8	5	11	9,3	6,7	4,2	47,6	47,6	47,6	47,6
0,90	11,5	10	7	4	8	6,9	4,8	2,7	39,3	39,3	39,3	39,3

Следовательно, в рамках применения этой модели вычисление сцепления C_N нужно выполнять по предлагаемой формуле (19).

Расчет параметров сопротивления сдвигу, показанных в таблице 1 и 2, основан на применении модели накопления деформаций Р.Д. Барксдейла, предложенной в 1972 г. Безусловно, что эта модель устарела. В таблице 3 даны характеристики φ_N , C_N и H_N , вычисленные по формулам (17) и (19) при расчете остаточной деформации по зависимости (16).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Установлено, что параметры сопротивления сдвигу, регламентируемые современными стандартами для расчета нежестких дорожных одежд, не соответствуют модели упрочнения грунта, положенной в основу этого расчета. Кроме того, расчет накапливаемой остаточной деформации производится по устаревшей модели Р. Барксдейла.

Для устранения данного недостатка предложено определять сцепление по формуле (19) при расчете накапливаемой остаточной деформации по современным моделям, одной из которых является зависимость (16). Выполнение предложенных нами изменений приводит к полному соответствию вычисляемых характеристик сопротивления сдвигу, мо-

дели динамического упрочнения грунта, положенной в основу расчета дорожной одежды по сдвигу в грунте.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Александров А.С. Трехпараметрический критерий Мора – Кулона с эффектом Баушингера для расчета дорожных одежд // Строительная механика и конструкции. 2023. № 4 (39). С. 85–101. DOI: 10.36622/VSTU.2023.39.4.009.
2. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. М.: Изд-во физико-математической литературы, 1960. 242 с.
3. Gerrard, C.M., Morgan, J.R., Richards, B.G., An approach to the design of flexible pavements for Australian conditions // Australian Road Research Report. 1975. Vol. 5 (8). pp 42–59.
4. Lekarp, F., Dawson, A. Analysis of permanent deformation behaviour of unbound granular materials // Processing International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads. New Brunswick, Canada. 1997.
5. Lekarp, F., Dawson, A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials // Construction and Building Materials. 1998. Vol. 12, No. 1. pp. 9–18.
6. Becquart F. et al. Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction // Waste Management. 2009. Vol. 29. pp. 1320–1329.

7. Nunez W.P. et al. Shear strength and permanent deformation of unbound aggregates used in brazilian pavements // *Proc. of the 6th International Symposium on Pavements unbound (UNBAR 6)*, Nottingham, England, 6–8 July 2004. pp. 27–37.
8. Александров А.С. Исследование пластического деформирования дискретных материалов при воздействии циклических нагрузок и определение параметров математических моделей // *Строительные материалы*. 2016. № 10. С. 27–32.
9. Barksdale R.D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials // *Proceedings of the 3-rd International Conference on Asphalt Pavements*. London. 1972. pp. 161–174.
10. Barksdale, R.D. Performance of Crushed-Stone Base Courses // *Transportation Research Record*. 1984. T. 954. pp. 78–87.
11. Alnedawi A., Nepal K.P., Al-Ameri R. Permanent Deformation Prediction Model of Unbound Granular Materials for Flexible Pavement Design // *Transportation Infrastructure Geotechnology*. 2019. No 6 (3). pp. 1–17. DOI:10.1007/s40515-018-00068-1.
12. Aregbesola S.O., et al. Sequential backward feature selection for optimizing permanent strain model of unbound aggregates // *Case Studies in Construction Materials*. 2023. Vol. 19 (1): e02554. DOI:10.1016/j.cscm.2023.e02554.
13. Erlingsson S., Rahman M. S. Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials by means of multistage repeated-load triaxial tests // *Transportation Research Record*. 2013. T. 2369 (1). pp. 11–19.
14. Fladvad M., Erlingsson S. Modelling the response of large-size subbase materials tested under varying moisture conditions in a heavy vehicle simulator // *Road materials and pavement design*. 2021. Vol. 23 (1). pp. 1-22. DOI:10.1080/14680629.2021.1883462.
15. Fladvad M., Erlingsson S. Permanent deformation modelling of large-size unbound pavement materials tested in a heavy vehicle simulator under different moisture conditions // *Road Materials and Pavement Design*. 2021. Vol. 23 (8). pp. 1–24. DOI:10.1080/14680629.2021.1883464.
16. Pérez-González E.L., Bilodeau J.-P., Doré G. Analysis model for permanent deformation in granular materials under the action of superheavy vehicles // *Transportation Geotechnics*. 2021. 28:100536. DOI:10.1016/j.trgeo.2021.100536.
17. Pérez-González E.L., Bilodeau J.-P., Doré G. Plastic strain rate in granular materials as a function of stress history: a probabilistic approach for the PBD model // *International Journal of Pavement Engineering*. 2022. 24:2. Pp 1–12. DOI:10.1080/10298436.2022.2078974.
18. Мирсаяпов И.Т., Брехман А.И., Королева И.В., Иванова О.А. Прочность и деформации песчаных грунтов при трехосном циклическом нагружении // *Известия КГАСУ*. 2012. № 3(21). С. 58–63.
19. Mirsayarov, I.T., Koroleva, I.V. Strength and Deformability of Clay Soil Under Different Triaxial Load Regimes that Consider Crack Formation // *Soil Mech Found Eng*. 2016. Vol. 53. pp. 5–11. <https://doi.org/10.1007/s11204-016-9356-x>.
20. Niemunis A., Wichtmann T. Separation of Time Scales in the HCA Model for Sand // *Acta Geophysica*. 2014. Vol. 62. Pp. 1127–1145. DOI: 10.2478/s11600-014-0221-x.
21. Staubach P., Machaček J., Tschirschky L., Wichtmann T. Enhancement of a high-cycle accumulation model by an adaptive strain amplitude and its application to monopile foundations // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2022. T. 46 (2). pp. 315–338. DOI:10.1002/nag.3301.
22. Van Niekerk A.A., Molenaar A.A.A., Houben L.J.M. Effect of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behaviour of Base Course Materials and Pavement Performance // In book: *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. 2020. pp.1071–1079. DOI:10.1201/9781003078821-28.
23. Wichtmann T., Triantafyllidis Th.. Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, part I: Cyclic and dynamic torsional prestraining // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2004. T. 24 (2). pp. 127–147. DOI:10.1016/j.soildyn.2003.10.004.

REFERENCES

1. Aleksandrov A.S. Three-parameter mohr-coulomb criterion with the bauschinger effect for calculation of road pavements. *Structural mechanics and structures*. 2023; 4 (39): 85–101. DOI: 10.36622/VSTU.2023.39.4.009. (In Russ.)
2. Sokolovskij V.V. *Statika sypuchej sredy* [Statics of bulk solids]. Moscow. *Izd-vo fiziko - matematicheskoy literatury*. 1960: 242. (In Russ.)
3. Gerrard, C.M., Morgan, J.R., Richards, B.G., An approach to the design of flexible pavements for Australian conditions. *Australian Road Research Report*. 1975; 5 (8): 42–59.
4. Lekarp F., Dawson A. Analysis of permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Processing International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads*. New Brunswick, Canada. 1997.
5. Lekarp, F., Dawson, A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*. 1998; 12 (1): 9–18.
6. Becquart F. et al. Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction. *Waste Management*. 2009; 29: 1320–1329.
7. Nunez W.P. et al. Shear strength and permanent deformation of unbound aggregates used in brazilian pavements. *Proc. of the 6th International Symposium on Pavements unbound (UNBAR 6)*. Nottingham, England, 6–8 July 2004; 27–37.
8. Александров А.С. Study of plastic deformation of discrete materials under cyclic loads and determination of parameters of mathematical models.

Stroitel'nye Materialy (Construction Materials). 2016; 10: 27–32. (In Russ.)

9. Barksdale R.D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. *Proceedings of the 3-rd International Conference on Asphalt Pavements*. London. 1972; 161–174.

10. Barksdale, R.D. Performance of Crushed-Stone Base Courses. *Transportation Research Record*. 1984; 954: 78–87.

11. Alnedawi A., Nepal K.P., Al-Ameri R. Permanent Deformation Prediction Model of Unbound Granular Materials for Flexible Pavement Design. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. 2019; 6 (3): 1–17. DOI:10.1007/s40515-018-00068-1.

12. Aregbesola S.O., et al. Sequential backward feature selection for optimizing permanent strain model of unbound aggregates. *Case Studies in Construction Materials*. 2023; 19 (1): e02554. DOI:10.1016/j.cscm.2023.e02554.

13. Erlingsson S., Rahman M. S. Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials by means of multistage repeated-load triaxial tests. *Transportation Research Record*. 2013; 2369 (1): 11–19.

14. Fladvad M., Erlingsson S. Modelling the response of large-size subbase materials tested under varying moisture conditions in a heavy vehicle simulator. *Road materials and pavement design*. 2021; 23 (1): 1–22. DOI:10.1080/14680629.2021.1883462.

15. Fladvad M., Erlingsson S. Permanent deformation modelling of large-size unbound pavement materials tested in a heavy vehicle simulator under different moisture conditions. *Road Materials and Pavement Design*. 2021; 23 (8): 1–24. DOI:10.1080/14680629.2021.1883464.

16. Pérez-González E.L., Bilodeau J.-P., Doré G. Analysis model for permanent deformation in granular materials under the action of superheavy vehicles. *Transportation Geotechnics*. 2021; 28:100536. DOI:10.1016/j.trgeo.2021.100536.

17. Pérez-González E.L., Bilodeau J.-P., Doré G. Plastic strain rate in granular materials as a function of stress history: a probabilistic approach for the PBD model. *International Journal of Pavement Engineering*. 2022; 24(2): 1–12. DOI:10.1080/10298436.2022.2078974.

18. Mirsayapov I.T., Brekhman A.I., Koroleva I.V., Ivanova O.A. Prochnost' i deformacii peschanyh grunтов pri trekhosnom ciklicheskom nagruzenii [Strength and deformation of sandy soils under triaxial cyclic loading]. *Izvestiya KGASU*. 2012; 3(21): 58–63. (In Russ.)

19. Mirsayapov, I.T., Koroleva, I.V. Strength and Deformability of Clay Soil Under Different Triaxial Load Regimes that Consider Crack Formation. *Soil Mech Found Eng*. 2016; 53: 5–11. <https://doi.org/10.1007/s11204-016-9356-x>.

20. Niemunis A., Wichtmann T. Separation of Time Scales in the HCA Model for Sand. *Acta Geophysica*. 2014; 62: 1127–1145. DOI: 10.2478/s11600-014-0221-x.

21. Staubach P., Machaček J., Tschirschky L., Wichtmann T. Enhancement of a high-cycle accumula-

tion model by an adaptive strain amplitude and its application to monopile foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2022; 46 (2): 315–338. DOI:10.1002/nag.3301.

22. Van Niekerk A.A., Molenaar A.A.A., Houben L.J.M. Effect of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behaviour of Base Course Materials and Pavement Performance. In book: *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. 2020; 1071–1079. DOI:10.1201/9781003078821-28.

23. Wichtmann T., Triantafyllidis Th.. Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, part I: Cyclic and dynamic torsional prestraining. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2004; 24 (2): 127–147. DOI:10.1016/j.soildyn.2003.10.004.

ВКЛАД СОАВТОРОВ

Александров А.С. Руководство темой исследования, формирование целей и постановка задачи исследования. Анализ состояния вопроса. Участник приведённых в статье исследований. Обработка экспериментальных данных. Анализ результатов.

Семенова Т.В. Общее редактирование. Участник приведённых в статье исследований. Оформление наглядных материалов статьи. Подготовка материала для статьи, оформление статьи.

COAUTHORS' CONTRIBUTION

Aleksandrov A.S. Design of the research, including goals and research objectives. Analysis of the state of the art. Conducting experiments presented in the article. Processing experimental data. Interpretation of the data.

Semenova T.V. General editing. Conducting the research presented in the article. Design of visual materials of the article. Collecting data, writing the manuscript.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Александров Анатолий Сергеевич – канд. техн. наук, доц., доц. кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» института «Автомобильно-дорожное, промышленное и гражданское строительство» Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета (СибАДИ) (644080, г. Омск, просп. Мира, 5), **ORCID:** <https://orcid.org/0000-0003-2009-5361>, **Researcher ID:** I-8860-2018, **SPIN-код:** 7573-4997, **Author ID:** 57191531014, e-mail: aleksandrov00@mail.ru

Семенова Татьяна Викторовна – канд. техн. наук, доц., доц. кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» института «Автомобильно-дорожное, промышленное и гражданское строительство» Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета (СибАДИ) (644080, г. Омск, просп. Мира, 5), **ORCID:** <https://orcid.org/0000-0002-1921-8531>, **SPIN-код:** 6344-3503, **Author ID:** 693537, e-mail: sibadisemenova@yandex.ru

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

Aleksandrov Anatoly Sergeevich – Cand. of Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department of Road Construction and Maintenance, Civil Engineering Institute, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI) (5, Prospect Mira, Omsk, 644080),
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2009-5361>,
Researcher ID: I-8860-2018, **SPIN-код:** 7573-4997,
Author ID: 57191531014, e-mail: aleksandrov00@mail.ru

Semenova Tatiana Victorovna – Cand. of Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department of Road Construction and Maintenance, Civil Engineering Institute, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI) (5, Prospect Mira, Omsk, 644080),
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1921-8531>,
SPIN-код: 6344-3503, **Author ID:** 693537, e-mail: sibadisemenova@yandex.ru