УДК 625.8

© А. С. Пролыгин, аспирант

© Г. В. Долгих, канд. техн. наук, доцент

© А. С. Александров, канд. техн. наук, доцент
(Сибирский государственный автомобильно-
дорожный университет, Омск, Россия)

E-mail: kaf_sed@sibadi.org

DOI 10.23968/1999-5571-2021-18-6-140-150

© A. S. Prolygin, post-graduate student

© G. V. Dolgih, PhD in Sci. Tech., Associate Professor

© A. S. Aleksandrov, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(The Siberian State Automobile
and Highway University, Omsk, Russia)

E-mail: kaf_sed@sibadi.org

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ТРЕХОСНЫХ ИСПЫТАНИЙ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ОМСКОЙ ОБЛАСТИ

ANALYSIS OF THE RESULTS OF TRIAXIAL TESTS OF COHESIVE SOILS IN THE OMSK REGION

Анализируются экспериментальные значения сцепления и угла внутреннего трения для полных и эффективных напряжений, полученные на основе трехосных испытаний связных грунтов Омской области. Предложены расчетные значения характеристик сопротивления сдвигу суглинка тяжелого для проектирования дорожных одежд Омской области.

Ключевые слова: сцепление, угол внутреннего трения, трехосные испытания.

The paper presents the analysis results of experimental values of adhesion and the internal friction angle for total and effective stresses obtained on the basis of triaxial tests of cohesive soils in the Omsk region. The calculated values of the shear resistance characteristics of heavy loam for the design of road clothes in the Omsk region are proposed.

Keywords: cohesion, internal friction angle, triaxial tests.

Расчеты грунтовых оснований, в том числе под дорожные конструкции, содержат проверку грунта на сопротивление сдвигу. Такие расчеты можно разделить на три большие группы методов, основанных на модели линейно-деформируемой среды, теориях поверхностей скольжения и предельного равновесия грунта.

Методы линейно-деформируемой среды основаны на критериях, по которым в наиболее опасной точке напряжение сдвига не может превышать своего предельного значения. Первое решение задачи о сопротивлении грунтов дорожной конструкции сдвигу создано А. М. Кривисским [1]. Это решение относится к методу линейно-деформируемой среды. Активные напряжения сдвига от временной нагрузки и веса слоев дорожной одежды, расположенных над рассчитываемым земляным полотном, вычисляются как эквивалентные напряжения критерия Мора–Кулона. Полное напряжение сдвига вычисляют, используя принцип суперпозиции силы, суммируя активные напряжения сдвига от

временной нагрузки и собственного веса. Нормативные методы расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу отличаются от решения А. М. Кривисского, но в основе базируются на том же условии пластичности. Значит, их суть осталась прежней.

По величине давления, передаваемого на грунтовое основание, применяют аналогичный критерий. Согласно этому критерию давление, воспринимаемое грунтовым основанием, не может превышать значения первой критической нагрузки. Под первой критической нагрузкой понимается величина давления, при которой в наиболее опасной точке основания грунт находится в предельном состоянии по условию пластичности Мора–Кулона [2]. Первое решение задачи о величине первой критической нагрузки дано Н. П. Пузыревским для случая воздействия нагрузки, распределенной по гибкой полосе. Это решение приведено в работе В. Г. Березанцева [2], а предельное давление Н. П. Пузыревского названо абсолютно безопасным давлением.

Таким образом, если при расчете дорожной конструкции в грунте земляного полотна возникает предельное состояние по критерию Мора–Кулона, то давление, передаваемое дорожной одеждой, достигло величины первой критической нагрузки. Справедливость этого вытекает из метода вывода формул для расчета напряжений сдвига и первой критической нагрузки. Обе формулы выводят из одного и того же критерия пластичности грунта, например традиционного критерия Мора–Кулона. Это справедливо для любого решения, основанного на другом критерии пластичности [3, 4].

Теория поверхностей скольжения, применяемая в настоящее время к расчету устойчивости откосов, основана на построении криволинейной поверхности скольжения, по которой происходит сдвиг части грунтового сооружения. При решении применяют методы сил или моментов, вычисляя суммы удерживающих и сдвигающих моментов либо сил. Критерием устойчивости, как правило, является условие пластичности Мора–Кулона, записанное в виде уравнения прямой Кулона.

Теория предельного равновесия грунта создана Прандтлем и Рейснером, представившими решение о предельном давлении на невесомое полупространство двухчленной зависимостью [5, 6]. Впоследствии К. Терцаги посредством ввода третьего слагаемого выполнил учет влияния веса грунта и модифицировал зависимость Прандтля–Рейснера. Предложение К. Терцаги является приближенным решением, но оно оказалось настолько удачным, что к виду трехчленной зависимости приведены все последующие решения [7–9], в том числе современные формулы [10–12]. Теория предельного равновесия основана на составлении системы уравнений, в которой содержатся дифференциальные уравнения равновесия, а также физическое уравнение в виде критерия пластичности грунта. Таким критерием, как правило, является, условие пластичности Мора–Кулона.

Наш краткий обзор позволяет сделать вывод об актуальности экспериментальных исследований по определению параметров грунта в критерии Мора–Кулона. Отсюда вытекает цель работы, состоящая в определении сцепления и угла внутреннего трения грунтов, применяемых

в дорожном строительстве Омской области. Поставленная цель достигается решением следующих задач:

1. Обоснование применения трехосных испытаний для определения параметров критерия Мора–Кулона.

2. Проведение входных испытаний грунтов с определением физико-механических свойств, гранулометрического состава, максимальной плотности и оптимальной влажности.

3. Изготовление образцов и выполнение трехосных испытаний по схеме консолидированно-недренированного теста с расчетом сцепления и угла внутреннего трения.

4. Статистическая обработка результатов.

Согласно ГОСТ 12248–2010, 12248.1–2020 и 12248.3–2020 сцепление и угол внутреннего трения определяют при помощи испытаний, выполняемых по методам одноплоскостного среза и трехосного сжатия. При одноплоскостном срезе реализуют консолидированно-дренированные или неконсолидированные тесты. Применяя метод трехосного сжатия, проводят консолидированно-недренированные (КН) или консолидированно-дренированные (КД) испытания.

Трехосные испытания наиболее приближены к реальным условиям работы грунтов. Можно показать, что эти тесты наилучшим образом соответствуют условиям работы земляного полотна автодорог. Для этого рассмотрим классические эпюры контактных давлений, передаваемых жестким и гибким фундаментом (штампом) на подстилающее полупространство [13, 14], и соответствующие им схемы напряженно-деформированного состояния. Такие эпюры и схемы приведены на рис. 1.

Рассматривая известные [13, 14] эпюры контактных давлений от жесткого (рис. 1, а) и гибкого штампов (рис. 1, б), несложно убедиться в их противоположности. Согласно основам расчета конструкций, лежащих на упругом основании [13]? эпюра контактных давлений от жесткого фундамента имеет седлообразную форму. В этом случае точка основания, принадлежащая оси симметрии нагрузки, воспринимает наименьшее давление от жесткого штампа. Максимальные контактные давления передаются на основание краями жесткого фундамента. В теоретических

Рис. 1. Контактные давления от жесткого и гибкого штампов и схемы напряженно-деформированного состояния: а — эпюра контактных давлений от жесткого фундамента (штампа) с показателем гибкости $t = 0$; б — эпюра контактных давлений от гибкого фундамента (штампа) с показателем гибкости $t = 5$; в — схема контактных давлений в точке i , принадлежащей оси симметрии нагрузки, расположенной на поверхности, и соседних с ней точках $i - 1$ и $i + 1$; г и д — схемы деформаций и нормальных напряжений в этих же точках i , $i - 1$ и $i + 1$

решениях [13, 14] величина давлений под краями жесткого штампа стремится к бесконечности. В действительности это не так: достигнув своего предельного значения $p_{\lim}$, контактное давление больше не увеличивается. При достижении давлением предельной величины в точках под краями фундамента зарождаются области пла-

стических деформаций, или, как говорят авторы работы [15], прорезки.

Эпюра контактных давлений на грунтовое основание от гибкого фундамента (штампа) имеет диаметрально противоположную конфигурацию. В данном случае контактное давление имеет наибольшую величину в точке под центром гиб-

кого фундамента. По краям гибкого фундамента контактные давления принимают наименьшие значения. В зависимости от показателя гибкости фундамента и его размеров контактные давления могут принимать отрицательные значения, что соответствует отрыву гибкого фундамента, например плиты, от основания.

Эти известные факты авторы дополняют рассуждениями о напряженно-деформированном состоянии (НДС) точек, принадлежащих оси симметрии нагрузки. Для этого составлены схемы давлений (рис. 1, в) в точке i , принадлежащей оси симметрии нагрузки и расположенной на поверхности, а также в двух соседних с ней точках $i - 1$ и $i + 1$. Приведены схемы деформаций (рис. 1, г) и нормальных напряжений (рис. 1, д) в этих трех точках.

Анализ эпюры контактных давлений от жесткого штампа (см. рис. 1, а) показывает, что давление p_i (см. рис. 1, в), воспринимаемое точкой i , меньше, чем давления $p_{(i-1)}$ и $p_{(i+1)}$ (см. рис. 1, в), передаваемые на соседние точки $i - 1$ и $i + 1$, расположенные слева и справа от центральной точки i . То есть $p_i < p_{(i-1)}$ и $p_i < p_{(i+1)}$. В силу симметричного расположения точек $i - 1$ и $i + 1$ от оси, воспринимаемые ими давления должны быть одинаковыми, то есть имеет место равенство $p_{(i-1)} = p_{(i+1)}$. Под действием этих давлений каждая из трех точек, испытывая вертикальную деформацию сжатия ϵ_{zi} , $\epsilon_{z(i-1)}$ и $\epsilon_{z(i+1)}$ (см. рис. 1, г), стремится к боковому расширению с деформациями ϵ_{xi} , $\epsilon_{x(i-1)}$ и $\epsilon_{x(i+1)}$. Так как $p_{(i-1)} = p_{(i+1)}$, имеют место равенства $\epsilon_{z(i-1)} = \epsilon_{z(i+1)}$ и $\epsilon_{x(i-1)} = \epsilon_{x(i+1)}$. С другой стороны, $p_i < p_{(i-1)}$ и $p_i < p_{(i+1)}$, вследствие чего $\epsilon_{zi} < (\epsilon_{z(i-1)} = \epsilon_{z(i+1)})$ и $\epsilon_{xi} < (\epsilon_{x(i-1)} = \epsilon_{x(i+1)})$. Испытываемые точками горизонтальные деформации ϵ_{xi} , $\epsilon_{x(i-1)}$ и $\epsilon_{x(i+1)}$ приводят к тому, что точки давят друг на друга, создавая трехосное сжатие (см. рис. 1, д). Неравенства давлений и деформаций приводят к неравенствам нормальных напряжений $\sigma_{zi} < (\sigma_{z(i-1)} = \sigma_{z(i+1)})$ и $\sigma_{xi} < (\sigma_{x(i-1)} = \sigma_{x(i+1)})$.

Подобный анализ давлений и характеристик НДС можно применить к точкам, расположенным под гибким штампом. В этом случае центральная точка i воспринимает более высокое давление по сравнению с давлениями, передаваемыми в точки $i - 1$ и $i + 1$, расположенные слева и справа от нее. Контактные давления, передаваемые гибким штампом (см. рис. 1, б), приве-

дут к аналогичным варианту жесткого штампа неравенствам деформаций и напряжений в рассматриваемых нами точках, но со знаком «больше». То есть для воздействия гибкого штампа справедливыми будут неравенства деформаций $\epsilon_{zi} > (\epsilon_{z(i-1)} = \epsilon_{z(i+1)})$ и $\epsilon_{xi} > (\epsilon_{x(i-1)} = \epsilon_{x(i+1)})$, а также неравенства нормальных напряжений $\sigma_{zi} > (\sigma_{z(i-1)} = \sigma_{z(i+1)})$ и $\sigma_{xi} > (\sigma_{x(i-1)} = \sigma_{x(i+1)})$.

Наш анализ продолжим рассуждениями о величине горизонтальной деформации в точке i , которая поджата горизонтальными деформациями в соседних точках $i - 1$ и $i + 1$. Учитывая одинаковые деформации в точках $i - 1$ и $i + 1$, введем их общее обозначение $\epsilon_{z(i \pm 1)}$ и $\epsilon_{x(i \pm 1)}$. Затем запишем формулы для определения деформаций ϵ_{xi} и $\epsilon_{x(i \pm 1)}$, используя коэффициент Пуассона μ и продольный модуль деформации E :

$$\begin{aligned}\epsilon_{xi} &= -\mu \epsilon_{zi} = -\mu \frac{\sigma_{zi}}{E}; \\ \epsilon_{x(i \pm 1)} &= -\mu \epsilon_{z(i \pm 1)} = -\mu \frac{\sigma_{z(i \pm 1)}}{E}.\end{aligned}\quad (1)$$

Формулы (1) справедливы для одноосного сжатия, но из них, подобно физическим уравнениям теории упругости для деформаций, легко получить формулы для двухосного и трехосного сжатия. В случае двухосного сжатия, рассматриваемом нами на схемах рис. 1, получим

$$\begin{aligned}\epsilon_{xi} &= -\mu \frac{\sigma_{zi}}{E} - \left(-\mu \frac{\sigma_{z(i \pm 1)}}{E} \right) = \\ &= -\mu \frac{\sigma_{zi}}{E} + \mu \frac{\sigma_{z(i \pm 1)}}{E} = \frac{\mu}{E} (\sigma_{z(i \pm 1)} - \sigma_{zi}).\end{aligned}\quad (2)$$

Рассматривая воздействие гибкого штампа, учитываем, что $\sigma_{zi} > \sigma_{z(i \pm 1)}$, тогда деформация ϵ_{xi} принимает отрицательное значение. То есть в этом случае точка i в поперечном направлении расширяется, находясь в активном ренкиновском состоянии. Именно такое деформирование моделируется в приборах осевого трехосного сжатия. Поэтому нами принят метод трехосного сжатия для определения сцепления и угла внутреннего трения.

Для выполнения испытаний из карьеров Омской области отобрали три разновидности глинистого грунта: супесь, глину и суглинок. Грунты прошли испытания входного контроля, результаты которого для суглинка приведены в табл. 1.

Таблица 1

Показатели физико-механических свойств суглинка

Наименование показателя	Величина
Естественная влажность W , %	19,9
Влажность на границе текучести W_L , %	36,6
Влажность на границе раскатывания W_p , %	19,5
Число пластичности I_p , доли единицы	0,17
Показатель консистенции I_L , доли единицы	0,03
Плотность частиц ρ_s , г/см ³	2,68
Максимальная плотность сухого грунта, г/см ³	1,69
Оптимальная влажность W_{opt} , %	18,6
Содержание песчаных частиц, % по массе	33,0

По завершении испытаний входного контроля и классификации грунтов по ГОСТ 25100–2020 их принимали к трехосным испытаниям. Согласно указанию ГОСТ 12248.3–2020, образцы грунта нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности изготавливали согласно требованиям ГОСТ 30416. Образцы изготовлены трамбовкой грунта падающим грузом в приборе стандартного уплотнения (ПСУ).

На рис. 2 приведены основные моменты приготовления и испытания образца из суглинка тяжелого пылеватого.

Разъемная форма ПСУ с грунтом помещалась на основание устройства для отбора образца, а на поверхность грунта устанавливалось кольцо с внутренним диаметром 50 мм и высотой 100 мм (рис. 2, а). Кольцо при помощи домкрата, которым снабжено устройство, погружалось в грунт (рис. 2, б), а затем извлекалось. Для извлечения грунтового образца из кольца применяли выталкиватель.

Торцы образца покрывали влажными бумажными фильтрами и помещали образец на основание камеры, снабженной насыщенным водой пористым диском. С помощью расширителя (рис. 2, в) на образец надевали резиновую оболочку, после чего расширитель снимали (рис. 2, г). Сверху устанавливали верхний штамп и закрепляли оболочку на боковых поверхностях штампов резиновыми уплотнителями.

После установки образца корпус камеры закрепляли на основании, а весь объем камеры заполняли рабочей жидкостью. Далее присоединяли все измерительные устройства, с которых снимали начальные показания. Затем проводили реконсолидацию и водонасыщение образца по методу восстановления фазового состава (ВФС) с перекрытым дренажом, исключая отток поровой жидкости. Для всех разновидностей глинистых грунтов метод ВФС не дал требуемого результата, поэтому подготовку образца к основному испытанию продолжали методом противодействия.

Выполнив требования, регламентированные ГОСТ 12248.3–2020, приступали к основной части испытаний. Иллюстрации деформирования образца в процессе испытаний и его разрушения приведены на рис. 2, д и рис. 2, е. После испытания из разрушенного образца брали пробу для определения влажности W и вычисления относительного значения W / W_L .

Для определения сцепления и угла внутреннего трения испытывали по три образца, фиксируя значения полных главных напряжений и порового давления, соответствующие деформации достигнутой на каждой ступени испытаний. Эффективные напряжения вычислялись как разность главных напряжений и порового давления. При разрушении образца или достижении им предельной деформации 15 % значения главных напряжений и порового давления принимались за предельные величины. Результаты испытаний интерпретировали в виде кругов предельных полных и эффективных напряжений с построением касательных к ним. Вычисляли параметры каждой из двух предельных прямых. Таким образом, тестирование группы из трех образцов позволяло определить две пары параметров: сцепление и угол внутреннего трения для полных предельных напряжений (c и φ), эффективные сцепление и угол внутреннего трения (c_{ef} и φ_{ef}). Для статистической обработки определяли шесть пар параметров c и φ и шесть пар эффективных параметров c_{ef} и φ_{ef} .

В табл. 2 приведены результаты определения сцепления и угла внутреннего трения суглинка тяжелого пылеватого, а также значения его влажности, установленные после трехосного те-

Рис. 2. Основные моменты изготовления образцов и испытаний:
 а и б — установка разъемной формы ПСУ и вдавливание кольца при отборе образца для трехосных испытаний; в — установка расширителя на образец для натягивания оболочки; г — образец в оболочке без расширителя; д — деформирование образца в условиях КН-теста; е — разрушение образца по наклонной площадке сдвига

Таблица 2

**Результаты трехосных КН-тестов
и средние влажности грунта в группах
образцов суглинка тяжелого пылеватого
после испытаний**

Группа образцов	Влажность		Параметры сопротивления сдвигу			
	W, %	W / W_L	φ , град	c, кПа	φ_{ep} , град	c_{ep} , кПа
1	18,82	0,514	32,1	134	42,3	136
2	18,86	0,515	32,4	131	43,2	130
3	18,83	0,514	32,2	132	42,8	132
4	18,91	0,517	32,3	134	44,1	130
5	18,81	0,514	31,9	140	42,9	137
6	18,79	0,513	32,2	134	43,6	131

стирования образцов, изготовленных при оптимальной влажности $W_{opt} = 18,6\%$.

Влажность группы образцов W, указанная в табл. 2, определена как среднее значение влажности грунта в образцах, входящих в эту группу. Обсуждая данные табл. 2, отметим специфику водонасыщения образцов на предварительном этапе испытаний. Она состоит в том, что влажность глинистых грунтов в процессе водонасыщения, исключая отток поровой жидкости, увеличивается незначительно. Из анализа данных табл. 2 следует, что по сравнению с начальной влажностью 18,6 % изменение влажности составило 0,19–0,31 %. Прямой противоположностью является водонасыщение песчаных грунтов и суглинистых грунтов, улучшенных добавкой щебня фракции 4–8 мм. В таких грунтах влажность увеличивается значительно. Поэтому, испытывая глинистые грунты с различной начальной влажностью, можно получить зависимость характеристик сопротивления сдвигу от влажности грунта после испытания. Различные начальные влажности достигаются предварительным увлажнением больших грунтовых образцов, изготовленных в ПСУ. Испытания песчаных и улучшенных грунтов такой возможности не дают.

Статистическая обработка результатов испытаний выполнена в соответствии с регламентациями ГОСТ 20522–2012.

Результаты статистической обработки экспериментальных данных приведены в табл. 3.

Таким же образом выполнена статистическая обработка результатов испытаний влажности. В табл. 4 приведены статистически обработанные расчетные значения параметров сопротивления сдвигу.

Аналогичные расчетные значения характеристик сопротивления сдвигу вычислены по результатам тестирования образцов с другими влажностями грунта. Результаты испытаний и статистической обработки интерпретированы в виде табличной функциональной зависимости параметров сопротивления сдвигу от относительной влажности грунта. Вариация изменения относительной влажности составляет $W / W_L = 0,5–0,80$, а интервал изменения 0,5, то есть так же, как в стандартах РФ. Значения параметров сопротивления сдвигу этой табличной функции определены интерполяцией и экстраполяцией экспериментальных данных. Эти данные приведены в табл. 5 с точностью до 1 град и 1 кПа.

Аналогичные функциональные зависимости получены для супесей и глин, а также глинистых грунтов, улучшенных скелетными добавками.

В заключение отметим преимущества трехосных испытаний и их перспективы.

Во-первых, как показывает наш анализ контактных давлений, передаваемых гибким штампом, трехосные испытания наилучшим образом соответствуют реальным условиям работы грунта в земляном полотне и зернистых материалов в слоях дорожных одежд.

Во-вторых, трехосные испытания позволяют выполнять расчет по критерию Мора–Кулона как в полных главных напряжениях, так и в эффективных напряжениях. Это позволяет применять различные расчеты дорожной конструкции по сдвигу в грунте. Для дорог, расположенных на сухих и увлажненных участках местности, расчет дорожной одежды по критерию сдвига можно выполнять в полных напряжениях. Дорожные одежды с земляным полотном, проложенным по мокрым участкам местности, следует производить в эффективных напряжениях.

В-третьих, параметры материала в критерии Мора–Кулона позволяют выполнить вычисление параметров других аналитических условий пластичности. К таким условиям пластичности относятся критерии Друкера–Прагера, Матцуо-

Таблица 3

Результаты статистической обработки трехосных КН-тестов суглинка тяжелого пылеватого по определению сцепления c и коэффициента трения $\operatorname{tg} \varphi$

Наименование характеристики		Величина статистики по выборке			
		tg φ	c, МПа	tg φ _{ef}	c _{ef} МПа
Частные значения при испытании образца	1	0,628	0,134	0,911	0,136
	2	0,634	0,131	0,938	0,130
	3	0,630	0,132	0,927	0,132
	4	0,632	0,134	0,969	0,130
	5	0,621	0,140	0,929	0,137
	6	0,629	0,134	0,952	0,131
Среднее значение x _n		0,629	0,134	0,938	0,133
Среднеквадратическое отклонение S		0,0045	0,0031	0,0204	0,0031
Наибольшее значение x _{ср} – x _n		0,008	0,006	0,031	0,004
Величина критерия n		2,07	2,07	2,07	2,07
Критическое значение nS		0,009	0,0065	0,042	0,0064
Выполнение условия x _{ср} – x _n > nS		Нет	Нет	Нет	Нет
Вывод о наличии грубых ошибок		Нет	Нет	Нет	Нет
Коэффициент вариации V (%)		0,7	2,3	2,2	2,3
Число степеней свободы		4		4	
Доверительная вероятность		Двусторонняя 95 %			
Коэффициент нормированного отклонения t _a		2,78	2,78	2,78	2,78
Показатель точности среднего ρ _a		0,0081	0,0265	0,0247	0,0265
Коэффициента надежности по грунту γ _a	max	1,008	1,027	1,025	1,027
	min	0,992	0,974	0,976	0,974
Расчетные значения	max	0,634	0,138	0,961	0,136
	min	0,624	0,131	0,914	0,129

ка–Накаи, Ладе–Дункана, оригинальной и модифицированной моделей Кэм Клэй и др. Эта особенность позволяет перейти от расчета по критерию Мора–Кулона к расчету по другому условию пластичности, в котором параметры материала определяются через сцепление и угол внутреннего трения.

В завершающей части заключения проведем сопоставление расчетных значений сцепления

и угла внутреннего трения с их значениями, регламентируемыми ПНСТ 265–2018 и ПНСТ 542–2021 для диапазона относительных влажностей 0,6...0,8. Из анализа данных табл. 5 следует, что значения угла внутреннего трения для полных напряжений φ , полученные в результате эксперимента, близки к значениям этого параметра,

Таблица 5

Характеристики сопротивления сдвигу суглинка тяжелого пылеватого

Параметр	Величина параметра при относительной влажности						
	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
φ , град	35	29	26	23	20	16	14
c , кПа	143	114	94	76	60	47	35
φ_{ef} , град	46	39	35	30	26	22	19
c_{ef} , кПа	141	112	93	75	59	46	35

Таблица 4

Расчетные значения характеристик сопротивления сдвигу суглинка тяжелого пылеватого при относительной влажности $W / W_L = 0,52$

Влажность		Параметры сопротивления сдвигу			
W , %	W / W_L	φ , °	c , МПа	φ_{ef} , °	c_{ef} , МПа
18,9	0,52	32,0	0,131	42,4	0,129

регламентируемым предварительными стандартами РФ. Наибольшее отличие углов внутреннего трения (10 %) имеет место при относительной влажности 0,7. Это позволяет утверждать, что углы наклона площадок сдвига к главным осям в эксперименте соответствуют этим углам, вычисленным по данным предварительных стандартов. Рассматривая правило определения углов наклона площадки сдвига к главным осям в критерии Мора–Кулона, отметим, что если эти углы обозначить α_1 и α_3 , то их значения вычисляются по формулам

$$\alpha_1 = 45 - \varphi/2 \text{ и } \alpha_3 = 45 + \varphi/2. \quad (3)$$

Значения углов наклона площадок сдвига к главным осям, вычисленные при значениях угла внутреннего трения, полученных в эксперименте и принятых по ПНСТ 265–2018 для единичного воздействия нагрузки, приведены в табл. 6.

Из анализа данных табл. 6 следует, что различие в результатах вычисления углов наклона площадки сдвига к главным осям можно объяснить статистической погрешностью обработки сравнительно небольшого количества значений угла внутреннего трения, представленных в табл. 3.

Второй параметр критерия Мора–Кулона — сцепление, вычисленный по данным эксперимента, существенно превышает значения, регламентированные предварительными стандартами РФ. Значения сцепления, вычисленные нами по данным эксперимента, более чем в три раза превышают значения, регламентируемые ПНСТ 265–2018. Такое расхождение данных

эксперимента и нормативной базы свидетельствует о необходимости накопления данных трехосных испытаний. Отметим, что данное расхождение результатов нами получено только при испытании суглинков и глин, а результаты испытаний песков и супесей соответствуют параметрам сопротивления сдвигу, оговоренным в современных стандартах. Тем не менее, отметим, что методика расчета дорожных конструкций по критерию сопротивления сдвигу, регламентируемая современными нормативными документами, содержит недостатки и ошибки. Одна из наиболее очевидных ошибок ПНСТ 265–2018, ПНСТ 542–2021 и ОДН 218.01–046 состоит в определении напряжений сдвига от временной нагрузки и собственного веса грунта при различных углах внутреннего трения. Суть этой ошибки вытекает из анализа классических формул (3), согласно которым при разных углах внутреннего трения угол наклона площадки скольжения к главным осям будет тоже различный. Поэтому согласно методикам предварительных стандартов ПНСТ 265–2018, ПНСТ 542–2021, а также ОДН 218.01–046 активные напряжения сдвига от временной нагрузки определены для площадки, наклоненной к главным осям под углами $\alpha_1 = 45 - \varphi_N$ и $\alpha_3 = 45 + \varphi_N/2$. Напряжение сдвига от постоянной нагрузки, то есть веса слоев дорожной одежды, расположенных выше рассматриваемого элемента, определены для другой площадки, наклоненной к главным осям под углами $\alpha_1 = 45 - \varphi_1$ и $\alpha_3 = 45 + \varphi_1/2$. В этом несложно убедиться, сравнив значения углов внутреннего трения φ_N и φ_1 , регламентируемые в действующих стандартах. Согласно ПНСТ 265–2018, ПНСТ 542–2021 и ОДН 218.01–046 $\varphi_N < \varphi_1$ при любом суммарном числе приложенных нагрузок $N > 1$.

В ранее действовавших инструкциях по расчету дорожных одежд, например ВСН 46–83, применялось решение специалистов ленинградской школы бывшего СССР, оно не содержит этой ошибки. В этом решении расчет напряжений сдвига от временной и постоянной нагрузки выполняется при одинаковом значении угла внутреннего трения.

Кроме того, в решении ленинградской научной школы при расчете минимального главного напряжения от постоянной нагрузки использован закон упругости А. Динника. В современных

Таблица 6

**Углы наклона площадки сдвига
к главным осям, вычисленные по данным
эксперимента и предварительных
стандартов России**

Источник данных о значениях φ	Параметры	Величина параметра при относительной влажности				
		0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
Эксперимент	α_1 , град	32	33,5	35	37	38
	α_3 , град	58	56,5	55	53	52
ПНСТ 265–2018	α_1 , град	33	34,5	36	37,5	38,5
	α_3 , град	57	55,5	54	52,5	51,5

расчетах принят закон гидростатики А. Гейма, что по отношению к условиям работы грунта, воспринимающего нагрузку от веса дорожной одежды, тоже является ошибочной гипотезой.

Такие ошибки современных нормативных документов и стандартов ставят под сомнение весь их текст по методикам расчета и значениям параметров материалов и грунтов. Отсюда следует, что либо нужно возвращаться к решению специалистов ленинградской научной школы, либо разрабатывать новое решение. Независимо от пути исправления ошибок в действующих стандартах, параметры сопротивления грунта сдвигу нужно определять трехосными испытаниями, накапливая статистические выборки.

Результаты наших испытаний по определению сцепления и угла внутреннего трения грунтов Омской области включены в стандарт организации казенного учреждения «Управление дорожного хозяйства Омской области» СТО 03709897-001-2021. Рекомендуемое приложение В указанного стандарта содержит методику расчета дорожных одежд по сопротивлению сдвигу и параметры грунтов Омской области, применяемые в этом расчете. Конструкции дорожных одежд низшего типа, рассчитанные в том числе по этой методике, прошли опытную проверку на эксплуатируемых дорогах, расположенных в каждой дорожно-климатической зоне (II, III и IV) Омской области. Эти дорожные одежды приняты в качестве типовых конструкций дорожных одежд низшего типа.

Библиографический список

1. Кривисский А. М. Принципы назначения конструкций дорожных одежд нежесткого типа на магистральных автомобильных дорогах: автореф. ... д-ра техн. наук. Л., 1963. 31 с.
2. Березанцев В. Г. Расчет оснований сооружений. Л.: Стройиздат, 1970. 207 с.
3. Долгих Г. В. Расчет грунтов земляного полотна по критерию безопасных давлений // Вестник СибАДИ. 2013. № 6 (34). С. 43–49.
4. Александров А. С., Долгих Г. В., Калинин А. Л. Применение критерия Друкера–Прагера для модификации условий пластичности и оценки их соответствия экспериментальным данным // Развитие дорожно-транспортного комплекса и строительной инфраструктуры на основе рационального природополь-

зования: материалы VII Всерос. науч.-практ. конф. Омск, 26–27 апреля 2012 г. Омск: СибАДИ, 2012. С. 18–34.

5. Prandtl L. Hauptaufsätze: über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden // Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 1921. Vol. 1 (1). Pp. 15–20.
6. Reissner H. Zum Erddruckproblem (Concerning the earth-pressure problem) // Proceedings of the First International Congress on Applied Mechanics / Ed. C. B. Biezeno and J. M. Burgers, Delft. 1926. Pp. 295–311.
7. De Beer E. E. Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand // Géotechnique. 1970. Vol. 20 (4). Pp. 387–411.
8. Hanna A. M., Meyerhof G. G. Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads // Canadian Geotechnical Journal. 1981. Vol. 18 (4). Pp. 599–603.
9. Meyerhof G. G. The ultimate bearing capacity of foundations // Journal of Géotechnique. 1951. Vol. 2 (4). Pp. 301–332.
10. Hambleton J. P., Drescher A. Modeling test rolling on cohesive subgrades // Proceedings of the International Conference on Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials (Athens, Greece, 20–22 June 2007). Pp. 359–368.
11. Korolev K. V. Intermediate Bearing Capacity of Saturated Bed of Strip Foundation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2014. Vol. 1 (51). Pp. 1–8. DOI:10.1007/s11204-014-9246-z.
12. Korolev K. V. Terminal (Maximum) Bearing Capacity of the Saturated Bed of a Strip Foundation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2013. Vol. 4 (50). Pp. 143–149. DOI:10.1007/s11204-013-9226-8.
13. Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И. Расчет конструкций на упругом основании. Изд. 3-е, перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1984. 679 с.
14. Денисов О. Г. Основания и фундаменты промышленных зданий и сооружений (с элементами механики грунтов). М.: Высшая школа, 1968. 375 с.
15. Барвашиов В. А., Болдырев Г. Г., Уткин М. М. Расчет осадок и кренов сооружений с учетом неопределенности свойств грунтовых оснований // Геотехника. 2016. № 1. С. 4–21.

References

1. Krivisskiy A. M. Printsipy naznacheniya konstruktitsiy dorozhnykh odezhd nezhestkogo tipa na magistral'nykh avtomobil'nykh dorogakh. Avtoref. diss. dokt. tekhn. nauk [Principles of designation of non-rigid type pavement structures on highways. Author's thesis of Dr. Sci. Tech. diss.]. Leningrad, 1963, 31 p.

2. Berezzantsev V. G. *Raschet osnovaniy sooruzheniy* [Calculation of the bases of structures]. Leningrad, Stroyizdat Publ., 1970, 207 p.
3. Dolgikh G. V. *Raschet gruntov zemlyanogo polotna po kriteriyu bezopasnykh davleniy* [Calculation of the soil of the roadbed according to the criterion of safe pressures]. *Vestnik SibADI – Bulletin of SibADI*, 2013, no. 6 (34), pp. 43–49.
4. Aleksandrov A. S., Dolgikh G. V., Kalinin A. L. *Primenenie kriteriya Drukera-Pragera dlya modifikatsii usloviy plastichnosti i otsenki ikh sootvetstviya eksperimental'nym dannym* [Application of the Drucker-Prager criterion for modification of plasticity conditions and assessment of their compliance with experimental data]. *Trudy VII Vseros. nauch.-prakt. konf. Omsk, 26–27 aprelya 2012 g. «Razvitie dorozhno-transportnogo kompleksa i stroitel'noy infrastruktury na osnove ratsional'nogo prirodopol'zovaniya»* [Proceedings of the VII All-Russian scientific and practical conf. Omsk, April 26–27, 2012 “Development of the road transport complex and construction infrastructure based on rational nature management”]. Omsk, SibADI Publ., 2012, pp. 18–34.
5. Prandtl L. *Hauptaufsätze: über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 1921, vol. 1 (1), pp. 15–20.
6. Reissner H. *Zum Erddruckproblem (Concerning the earth-pressure problem)*. Proceedings of the First international congress on applied mechanics. Ed. by Biezeno C. B. and Burgers J. M. Delft, 1926, pp. 295–311.
7. De Beer E. E. Experimental determination of the shape factors and bearing capacity factors of sand. *Géotechnique*, 1970, vol. 20 (4), pp. 387–411.
8. Hanna A. M., Meyerhof G. G. Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 1981, vol. 18 (4), pp. 599–603.
9. Meyerhof G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. *Journal of Géotechnique*, 1951, vol. 2 (4), pp. 301–332.
10. Hambleton J. P., Drescher A. Modeling test rolling on cohesive subgrades. Proceedings of the International conference on advanced characterization of pavement and soil engineering materials, Athens, Greece, 20–22 June 2007, pp. 359–368.
11. Korolev K. V. Intermediate Bearing Capacity of Saturated Bed of Strip Foundation. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2014, vol. 1 (51), pp. 1–8. DOI:10.1007/s11204-014-9246-z
12. Korolev K. V. Terminal (maximum) bearing capacity of the saturated bed of a strip foundation. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2013, vol. 4 (50), pp. 143–149. DOI:10.1007/s11204-013-9226-8
13. Gorbunov-Posadov M. I., Malikova T. A., Solomin V. I. *Raschet konstruksiy na uprugom osnovanii* [Calculation of structures on an elastic base]. The 3-rd ed., revised. Moscow, Stroyizdat Publ., 1984, 679 p.
14. Denisov O. G. *Osnovaniya i fundamenty promyshlennykh zdaniy i sooruzheniy (s elementami mekhaniki gruntov)* [Bases and foundations of industrial buildings and structures (with elements of soil mechanics)]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1968, 375 p.
15. Barvashov V. A., Boldyrev G. G., Utkin M. M. *Raschet osadok i krenov sooruzheniy s uchetom neopredelennosti svoystv gruntovykh osnovaniy* [Calculation of settlements and rolls of structures, taking into account the uncertainty of the properties of soil bases]. *Geotekhnika – Geoengineering*, 2016, no. 1, pp. 4–21.