

УДК 624.131

**П. В. Дыба, В. П. Дыба, Л. А. Бартоломей**

## **ОЦЕНКА И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ УКРЕПЛЕННЫХ ГЕОТЕКСТИЛЕМ ОТКОСОВ**

Развиваются методы расчета укрепленных геотекстилем откосов, найденные теоретические оценки несущей способности сравниваются с экспериментальными предельными нагрузками, полученными в лотковых модельных опытах.

**Ключевые слова:** грунтовые откосы, геотекстиль, несущие способности, экспериментальная проверка.

The authors of the article develop the calculation methods of slopes strengthened by geotextile. The received theoretical estimates of bearing capacity are compared with the experimental maximum loads obtained in tray model experiments.

**Key words:** soil slopes, geotextile, bearing capacity, experimental testing.

Сооружения и их грунтовые основания рассчитываются по предельным состояниям и у нас в стране, и за рубежом. Так, Еврокод 7 требует расчета по Ultimate Limit States (ULS) и Serviceability Limit States (SLS). Нет никаких оснований изменять такой подход и в расчетах пластических систем «грунтовый массив — гибкая оболочка» или при расчете грунтовых массивов, армированных геосинтетикой.

Нормативные строительные документы утверждают, что расчет по одному из предельных состояний не сводится к расчету по другому предельному состоянию.

Расчет грунтовых массивов, армированных геосинтетикой по SLS, т. е. по деформациям, не вызывает затруднений [1, 2]. В общем случае используется упругая модель среды и метод конечных элементов для расчета напряженно-деформированного состояния грунтового массива. Различия заключаются в степени учета наличия армирующих слоев геосинтетики. В одном случае дело сводится к требованию повышенного значения модуля деформации грунта, например, требуют, чтобы  $E = 20$  МПа. В другом случае среда рассматривается как композитная, и по упругим характеристикам геосинтетики и грунта определяют эквивалентную жесткость армированной среды. Можно представить и вариант, когда грунтовая среда представляется плоскими треугольными элементами, а армирующая геосинтетика — линейными, так или иначе взаимодействующими с треугольными.

Но расчет по несущей способности по ULS не может быть выполнен в рамках упругой модели, так как упругая модель не пригодна для описания процесса разрушения среды.

В настоящее время применяемые методы расчета строительных систем «грунтовый массив — гибкие геоматериалы», особенно по несущей способности, представляются совершенно неубедительными. Проектировщик не может указать, на сколько процентов увеличилась несущая способность конструкции в результате применения дорогостоящих синтетических материалов.

Однако неразвитость методов расчета по ULS приводит к необходимости замены этого расчета косвенным, основанным на вычислении деформаций с привлечением ряда экспериментальных данных. Теоретически это означает подмену расчета по ULS расчетом по SLS.

Согласно предельному анализу пластических тел статически допустимое поле напряжений в откосе порождает нижнюю оценку предельной величины внешних сил. Для невесомого откоса нижнюю оценку предельной распределенной нагрузки  $P$  дает обобщенное решение Прандтля, представляющее из себя комбинацию точных аналитических решений: пассивного простейшего предельного напряженного состояния в области I, простой центрированной волны в области II и активного простейшего напряженного состояния в области III.

Несущая способность невесомого откоса при условии прочности грунта

$$\sigma_2 = -C + A\sigma_1 \quad (1)$$

определяется по следующей формуле

$$P = Ae^{\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \frac{A-1}{\sqrt{A}}} \left( q + \frac{C}{A-1} \right) - \frac{C}{A-1}. \quad (2)$$

Если положить угол  $\alpha$  равным нулю, то по (2) получим предельную интенсивность полосовой нагрузки на полупространство.

При изучении несущей способности композитного основания из уплотненной песчано-гравийной смеси, равномерно переложеной горизонтальными слоями геосинтетики (например, текспола), предлагается использовать модель сплошного жестко-идеальнопластического тела, анизотропного по сопротивлению сдвигу.

Для расчета несущей способности рассматриваемого основания используем решение для предельной полосовой нагрузки с пригрузкой на анизотропное по сопротивлению сдвигу грунтовое основание [3—5]. При этом изменим саму традиционную концепцию условия прочности, основанную на понятии площадок скольжения.

Рассмотрим произвольный представительский (репрезентативный) объем композитного основания (рис. 1), находящийся в предельном состоянии. Если этот объем расположен в зоне активного предельного напряженного состояния III (рис. 1, а), то наличие слоев геосинтетики, перпендикулярных первому главному направлению, не приведет к значительному упрочнению этого объема грунта. Если же этот объем расположен в зоне пассивного предельного напряженного состояния I (рис. 1, б), то наличие слоев геосинтетики, параллельных первому главному направлению, значительно упрочит этот объема грунта в зависимости от величины прочности геосинтетики на разрыв.

Пусть произвольный представительский объем основания, грани которого совпадают с главными площадками, находится в области центрированной волны II. Угол между первым главным направлением и слоями геосинтетики будет равен  $\pi/2 - \theta$  и изменяется от  $\pi/2$  до 0 по области II. Вопрос об увеличении прочности объема грунтовой среды, укрепленной наклонными слоями геосинтетики, может быть исследован экспериментально.

Выдвинем расчетную гипотезу о линейной зависимости прочностных характеристик  $A$  и  $C$  от угла  $\theta$ . При этом прочностные характеристики в области III принимаем как для грунта без геосинтетики. А в области I к сцеплению грунта добавляем «эквивалентное» сцепление, рассчитанное как отношение разрывного усилия геосинтетики к соответствующей площадке.

Пусть, например, основание из песчано-гравийной смеси, не имеющей сцепления, через каждый метр переложено горизонтальными слоями стабитекса. Разрывное усилие метровой полосы стабитекса 80 кН. Следовательно, в этом случае в области I появится «эквивалентное» сцепление  $c = 80 \text{ кН/м}^2$ .

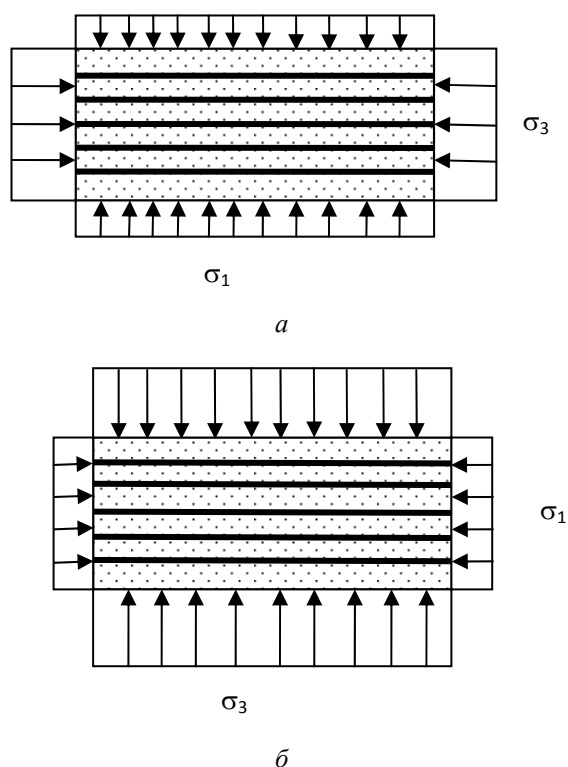


Рис. 1. Концепция прочности композитной среды:  $a$  — геосинтетика вдоль 3-го главного направления;  $b$  — геосинтетика поперек 3-го главного направления

Пусть откос укреплен периодическими горизонтальными слоями геосинтетики. Точно так же, как сделан переход от обобщенного решения Прандтля для изотропного по сопротивлению сдвигу грунтового полупространства к решению для анизотропного полупространства, сделаем преобразование и для откоса. Вместо (2) для несущей способности невесомого изотропного откоса получим алгоритм расчета несущей способности армированного склона (рис. 2).

В случае откоса в области III угол первого главного направления с осью  $OX$   $\theta \equiv \alpha$ . Прочностные характеристики постоянны по этой области и равны  $A(\alpha)$  и  $C(\alpha)$ .

Показано, что расчет несущей способности армированного невесомого откоса сводится к решению нелинейного дифференциального уравнения первого порядка [6].

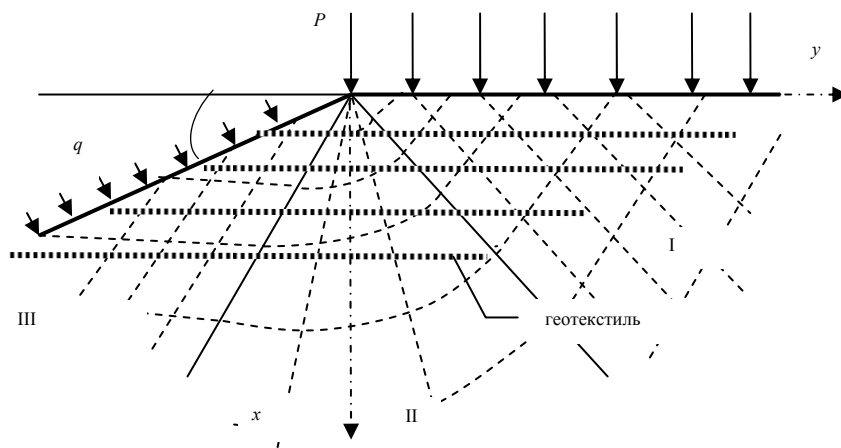


Рис. 2. Предельное состояние невесомого откоса, укрепленного геосинтетикой

*Замечание.* Учесть влияние собственного веса грунта на величину несущей способности можно с помощью известного приближенного метода Соколовского. Иллюстрирует метод Соколовского рис. 3. При углах  $\alpha$ , меньших угла внутреннего трения, к распределенной нагрузке  $P$  будет добавляться некоторая треугольная эпюра давлений, а при больших углах  $\alpha$  — отниматься. Заметим, что суммарная нагрузка также будет являться нижней оценкой неизвестной несущей способности откоса.

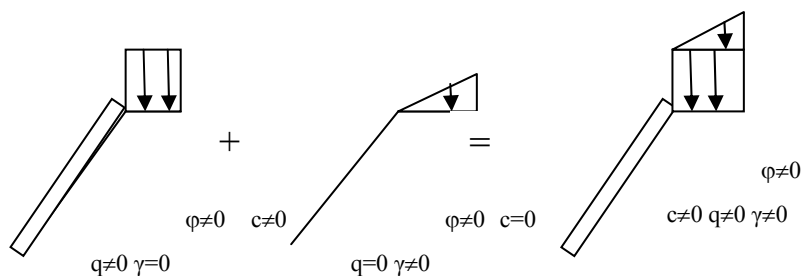


Рис. 3. Иллюстрация метода Соколовского

Для проверки работоспособности развитых оценок предельной нагрузки были проведены тестовые лотковые модельные испытания.

Для исследования работы песчаных оснований в условиях плоской деформации был сконструирован испытательный стенд. Впоследствии для изучения работы моделей фундаментов на откосе стенд (рис. 4) был доработан. Испытательный стенд состоит из лотка, выполненного из органического

стекла толщиной 30 мм. Рабочая часть лотка с размерами  $800 \times 105 \times 600$  мм ( $L \times B \times H$ ). Нагрузочное устройство выполнено с двумя шарнирами с целью исключения кинематических ограничений на перемещения модели фундамента. Нагрузка на модель фундамента являлась «мертвой», создавалась металлическими длинами весом по три килограмма. Для моделирования грунтовой среды использовался песок средней крупности в плотном воздушно сухом состоянии (плотность  $\rho = 1,75$  г/см<sup>3</sup>, коэффициент пористости  $e = 0,53$ ).

Экспериментальные исследования по нагружению укрепленных откосов в данном лотке проводились автором под руководством С. А. Павлющика совместно с магистрантом Н. М. Бондаренко.

В работе [7] представлены результаты многочисленных опытов по нагружению неармированных откосов различного наклона, в том числе и результаты опытов с 30-градусным песчаным откосом.

В настоящей работе представляются результаты экспериментов по нагружению 30-градусного песчаного откоса, армированного горизонтальными слоями (в два слоя) полиэтилена через каждые 20 мм. Выполнялись геометрические и физические условия моделирования.

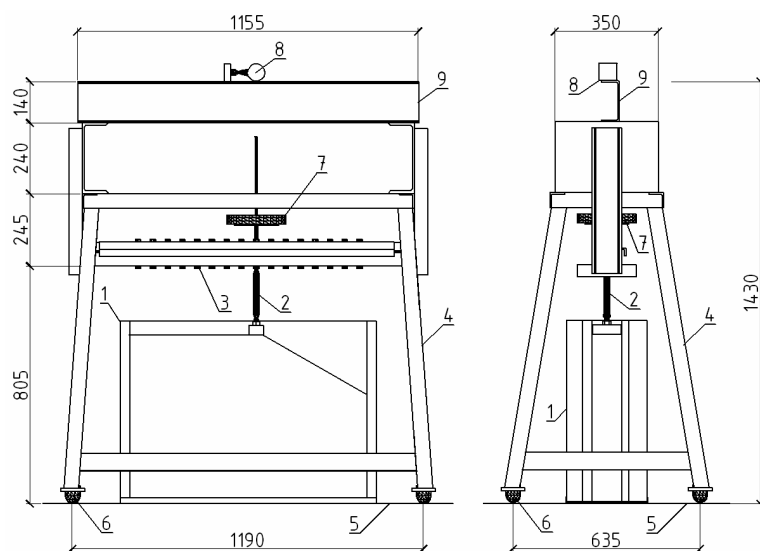


Рис. 4. Схема испытательного стенда плоской деформации: 1 — лоток; 2 — нагрузочное устройство; 3 — втулка рамы; 4 — рама; 5 — стол основания; 6 — регулировочные винты; 7 — плоские гири; 8 — прогибомер; 9 — траверса

Нагружение выполнялось ступенями по 6 кг. На каждой ступени давалось время на консолидацию основания, затем фиксировались осадки модели фундамента. Армированный откос доводился до разрушения, определялась предельная нагрузка.

На рис. 5 представлены график зависимости осадок модели фундамента на армированном 30-градусном откосе от нагрузки в опыте № 7. Для сравнения на рис. 5 представлен и соответствующий график для неармированного откоса [7]. Разрушающая нагрузка (рис. 6) на армированный откос в 204 кг превысила разрушающую нагрузку на неармированный откос более, чем в четыре раза.

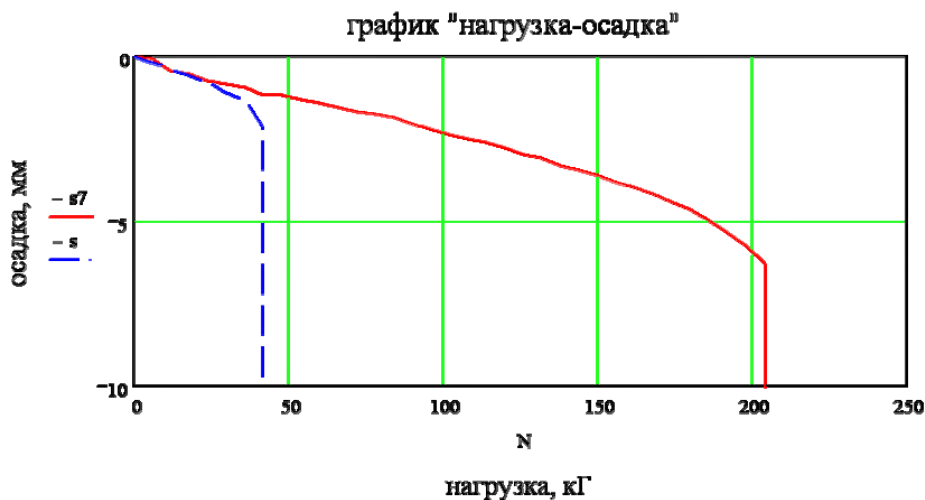


Рис. 5. Результаты опытов по нагружению армированных (сплошная линия) и неармированных (прерывистая линия) откосов

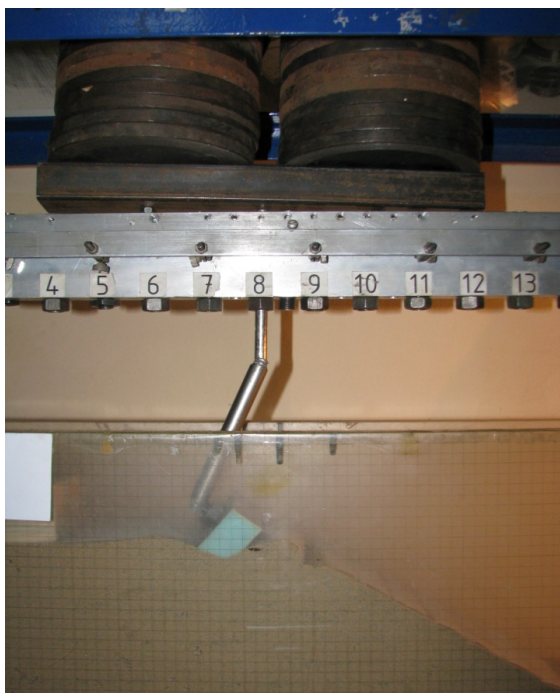


Рис. 6. Разрушение армированного откоса

Во-первых, результаты проведенных экспериментов непосредственно позволят проектировщикам принимать экономически более обоснованные решения, например, в дорожном строительстве, а во-вторых, правильно назначать усилия в геосинтетике в расчетных оценках несущей способности [6].

Строго говоря, нижние оценки в работе [6] теоретически получены для сплошной невесомой среды, анизотропной по сопротивлению сдвигу. Такая сплошная среда моделировала композитную среду: плотный песок, переложённый слоями геосинтетики. То или иное назначение функции сцепления анизотропной сплошной среды по величине предельной силы на кратковременный разрыв геосинтетики может лишить оценку несущей способности определения «нижний».

Следует сказать, что европейская практика рекомендует при назначении проектной нагрузки на геосинтетику делить опытную разрывную силу для нее на целый ряд коэффициентов, каждый из которых больше единицы.

Плотный песок при деформации сдвига дилатирует, его сопротивление при определенной сдвиговой деформации достигает максимума и при дальнейшей деформации — падает. При таких деформациях в геосинтетике напряжения в ней могут не достигать предельных значений. Отсюда ясно, что сцепление для модельной анизотропной среды следует назначать по уменьшенным кратковременным разрывным нагрузкам на геосинтетику.

Стандартные опыты по растяжению полосок полиэтилена шириной 2,5 см показали разрывную нагрузку 0,9 кг. Двойная полоска имеет разрывное усилие в 1,8 кг. Следовательно, у композитной среды (слои уплотненного песка толщиной 2 см, переложённые удвоенными слоями полиэтилена) в горизонтальном направлении появится сцепление. Величина его на каждый прямоугольник  $2,5 \text{ см} \times 2 \text{ см} = 5 \text{ см}^2$  равна 1,8 кг. Отсюда эквивалентное сцепление в горизонтальном направлении  $c = 0,36 \text{ кг/см} = 36 \text{ кПа}$ . По описанным выше соображениям для вычисления оценки несущей способности по методике [6] принимаем удельное сцепление величиной в 70 % от предельной кратковременной разрывной нагрузки, т. е.  $c = 25,2 \text{ кПа}$ .

Рассмотрим теоретический расчет несущей способности для условий проведения модельного лоткового опыта. Здесь же представлен и алгоритм расчета (рис. 7).

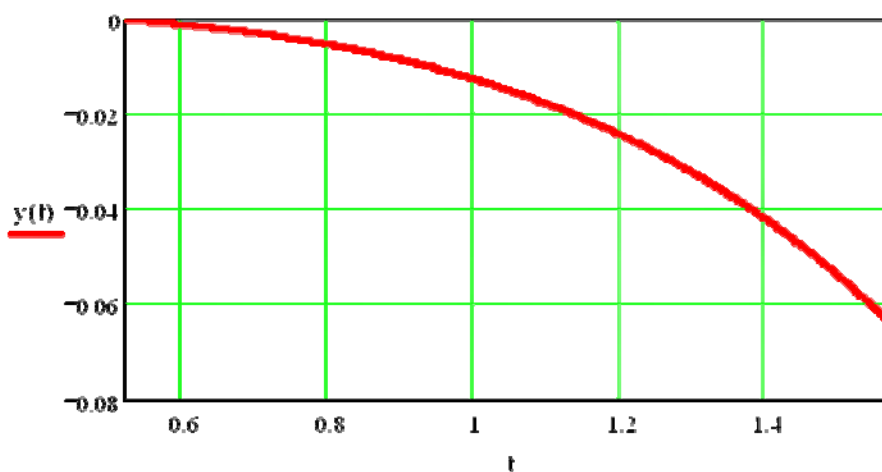


Рис. 7. График решения задачи Коши

ОЦЕНКИ ОПЫТНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК

характеристики модельной анизотропной среды:

$$\varphi := \frac{\pi \cdot 40}{180} \text{ - угол внутреннего трения}$$

$c := 0.025$  2 МПа - удельное сцепление

$$C1 := \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$$

$$A1 = 4.599 \quad A0 := A1 \quad C0 := 0 \text{ МПа} \quad C1 := 0.108 \text{ МПа}$$

$$A(\theta) = 2 \cdot \frac{\theta \cdot (A1 - A0)}{\pi} + A0 \quad C(\theta) = 2 \cdot \frac{\theta \cdot (C1 - C0)}{\pi} + C0$$

пригрузка  $q := 0$  МПа

$$m(\theta, g) = \sqrt{\left[ \left[ (A1 - A0) \cdot \frac{2 \cdot q}{\pi} - (C1 - C0) \cdot \frac{2}{\pi} \right]^2 + 4 \cdot A(\theta) \cdot [(A(\theta) - 1) \cdot g - C(\theta)]^2 \right]}$$

$$f(\theta, g) := \frac{(C1 - C0) \cdot \frac{2}{\pi} - (A1 - A0) \cdot \frac{2 \cdot q}{\pi} - m(\theta, g)}{2 \cdot A(\theta)}$$

$$\theta0 := 0 \quad \theta1 := \frac{\pi}{2} \quad g0 := -q$$

угол откоса:  $\alpha := \frac{\pi \cdot 30}{180} \quad \alpha = 0.524$

$$m(t, y) = \sqrt{\left[ \left[ (A1 - A0) \cdot \frac{2 \cdot y}{\pi} - (C1 - C0) \cdot \frac{2}{\pi} \right]^2 + 4 \cdot A(t) \cdot [(A(t) - 1) \cdot y - C(t)]^2 \right]}$$

This QuickSheet can be used to solve an ordinary differential equation of the form:

$$\frac{d}{dt}y(t) = f(t, y) \quad Y(t0) = y0$$

Enter the initial value problem specifics:

$$t0 := \alpha \quad y0 := -q$$

Enter the desired solution parameters:

$$f(t, y) := \frac{(C1 - C0) \cdot \frac{2}{\pi} - (A1 - A0) \cdot \frac{2 \cdot y}{\pi} - \sqrt{m(t, y)}}{2 \cdot A(t)}$$

Endpoint of solution interval  $t1 := \frac{\pi}{2}$

Number of solution values on [t0,t1]  $N := 1000$

Given

$$y'(t) = f(t, y(t)) \quad y(t0) = y0$$

$$y := \text{Odesolve}(t, t1)$$

$$y\left(\frac{\pi}{2}\right) = -0.064$$

Предельное давление на анизотропное основание

$$p := C\left(\frac{\pi}{2}\right) - y\left(\frac{\pi}{2}\right) \cdot A\left(\frac{\pi}{2}\right) \quad p = 0.400 \text{ МПа}$$

Предельные давления по Прандтлю на изотропное основание

$$p0 := A0 \cdot e^{\frac{(\frac{\pi}{2} - \alpha) \cdot (A0 - 1)}{\sqrt{A0}}} \cdot \left( q + \frac{C0}{A0 - 1} \right) - \frac{C0}{A0 - 1} \quad p0 = 0 \text{ МПа}$$

$$p1 := A1 \cdot e^{\frac{(\frac{\pi}{2} - \alpha) \cdot (A1 - 1)}{\sqrt{A1}}} \cdot \left( q + \frac{C1}{A1 - 1} \right) - \frac{C1}{A1 - 1} \quad p1 = 0.771 \text{ МПа}$$

$$s := 50 \text{ см}^2 \quad N := 10 \cdot p \cdot s \text{ кГ}$$

Предельная сила на модель фундамента:  $N = 200.093 \text{ кГ}$

Расчеты показывают, что теоретическая предельная нагрузка в 200,1 кг дает хорошее приближение опытной предельной нагрузки в 204 кг.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ОДН 218.946—01. Проектирование нежестких дорожных одежд. М., 2001.
  2. Григорьев-Рудаков К. В. Совершенствование конструкций и методов расчета армированной грунтовой насыпи дорожного полотна: автореф. дис... канд. техн. наук. Волгоград, 2009. 23 с.
  3. Дыба В. П. Несущая способность анизотропных по сопротивлению сдвигу грунтовых оснований, нагруженных полосовой нагрузкой с пригрузкой. Новочеркасск: Новочеркас. гос. техн. ун-т, 1995. 9 с. Деп. в ВИНТИ 19.07.95, №2207-В95.
  4. Дыба В. П. Оценки несущей способности фундаментов : моногр. Новочеркасск : ЮРГТУ, 2008. 200 с.
  5. Дыба В. П., Лушако В. В. Несущая способность оснований, анизотропных по сопротивлению сдвигу // Информационные технологии в обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений : материалы XI Междунар. науч.-практ. конф., г. Новочеркасск, 25 ноября 2011. Новочеркасск : ЛИК, 2011. С. 23—28.
  6. Дыба В. П. Несущая способность укрепленных геотекстилем откосов. Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : материалы Всерос. научн.-техн. конф., г. Новочеркасск, 7—8 июля 2012. Новочеркасск : ЮРГТУ, 2008. С. 365—370.
  7. Павлющик С. А. Экспериментальные исследования штампов на откосах // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. Новочеркасск, 2010. С. 50—54.
1. ODN 218.946—01. Proektirovanie nezhestkikh dorozhnykh odezhd. M., 2001.
  2. Grigor'ev-Rudakov K. V. Sovershenstvovanie konstruksiy i metodov rascheta armirovannoy gruntovoy nasypi dorozhnogo polotna: avtoref. dis... kand. tekhn. nauk. Volgograd, 2009. 23 s.
  3. Dyba V. P. Nesushchaya sposobnost' anizotropnykh po soprotivleniyu sdvigu gruntovykh osnovaniy, nagruzhennykh polosovoy nagruzkoy s prigruzkoy. Novochoerkassk: Novochoerkas. gos. tekhn. un-t, 1995. 9 s. Dep. v VINITI 19.07.95, №2207-V95.
  4. Dyba V. P. Otsenki nesushchey sposobnosti fundamentov : monogr. Novochoerkassk : YuRGTU, 2008. 200 s.
  5. Dyba V. P., Lupashko V. V. Nesushchaya sposobnost' osnovaniy, anizotropnykh po soprotivleniyu sdvigu // Informatsionnye tekhnologii v obsledovanii ekspluatiruemykh zdaniy i sooruzheniy : materialy XI Mezhdunarod. nauch.-prakt. konf., g. Novochoerkassk, 25 noyabrya 2011. Novochoerkassk : LIK, 2011. S. 23—28.
  6. Dyba V. P. Nesushchaya sposobnost' ukreplennykh geotekstilem otkosov. Mekhanika gruntov v geotekhnike i fundamentostroenii : materialy Vseros. nauchn.-tekhn. konf., g. Novochoerkassk, 7—8 iyulya 2012. Novochoerkassk : YuRGTU, 2008. S. 365—370.
  7. Pavlyushchik S. A. Eksperimental'nye issledovaniya shtampov na otkosakh // Izv. vuzov. Sev.-Kavk. region. Tekhn. nauki. Novochoerkassk, 2010. S. 50—54.

© Дыба П. В., Дыба В. П., Бартоломей Л. А., 2013

Поступила в редакцию  
в сентябре 2013 г.

Ссылка для цитирования:

Дыба П. В., Дыба В. П., Бартоломей Л. А. Оценка и экспериментальная проверка несущей способности укрепленных геотекстилем откосов // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2013. Вып. 2(27). URL: [http://vestnik.vgasu.ru/attachments/DybaDybaBartolomey1-2013\\_2\(27\).pdf](http://vestnik.vgasu.ru/attachments/DybaDybaBartolomey1-2013_2(27).pdf)