

Интернет-журнал «Транспортные сооружения» / Russian Journal of Transport Engineering <https://t-s.today>

2023, Том 10, № 2 / 2023, Vol. 10, Iss. 2 <https://t-s.today/issue-2-2023.html>

URL: <https://t-s.today/PDF/02SATS223.pdf>

DOI: 10.15862/02SATS223 (<https://doi.org/10.15862/02SATS223>)

Численное исследование сейсмостойкости сборных тоннельных обделок кругового очертания

Гуськов И.А., Пестрякова Е.А.

ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», Москва, Россия

Автор, ответственный за переписку: Гуськов Илья Александрович, e-mail: Иуа.6210@gmail.com

Аннотация. Сборные тоннельные обделки кругового очертания применяются при сооружении тоннелей щитовым способом, что значительно увеличивает скорость и снижает стоимость возведения транспортных магистралей. Разработано множество методов проектирования сейсмостойких тоннельных обделок. Ввиду простоты, аналитические методы обычно используются для предварительного проектирования. При этом наличие стыков между блоками кольца и между кольцами не учитывается.

По сравнению с аналитическими методами, численные методы, особенно трехмерные (3D), позволяют наиболее явно рассмотреть решаемую задачу. Однако из-за их сложности и больших затрат времени, трехмерные численные модели используются только редко.

В большинстве железобетонных сборных обделок, деформация в стыках оказывает значительное влияние на деформацию колец. Таким образом, величина и распределение внутренних усилий в значительной степени зависят от распределения и характеристик стыков. Следовательно, одним из наиболее важных факторов при проектировании тоннельной обделки кругового очертания является

влияние сегментных соединений на ее общее поведение.

В данной работе сравниваются внутренние усилия, возникающие в обделке тоннеля, определенные с помощью аналитического анализа и численного моделирования в объемной постановке.

При использовании методов численного анализа сейсмические нагрузки рассматриваются как квазистатические. Однако, почти все квазистатические анализы, представленные в литературе, включают в себя те же допущения, что и решения в закрытой форме, и, следовательно, имеют такую же ограниченную применимость. Основным недостатком квазистатических моделей является то, что они не учитывают изменения поведения конструкции во времени.

Ключевые слова: сейсмические нагрузки; железобетонные тоннельные обделки; напряженно-деформированное состояние массива грунта; сейсмическое проектирование тоннелей; взаимодействие грунта и тоннеля; деформация сдвига грунта; стыки колец тоннеля

Numerical study of seismic resistance of prefabricated circular tunnel linings

Ilya A. Guskov, Ekaterina A. Pestryakova

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

Corresponding author: Ilya A. Guskov, e-mail: Ilya.6210@gmail.com

Abstract. Prefabricated circular tunnel linings are used in the construction of tunnels using the shield method, which significantly increases the speed and reduces the cost of building highways. Many methods have been developed for designing seismic resistant tunnel linings. Due to simplicity, analytical methods are usually used for preliminary design. In this case, the presence of joints between the blocks of the ring and between the rings is not taken into account.

Compared to analytical methods, numerical methods, especially three-dimensional (3D), allow the most explicit consideration of the problem being solved. However, due to their complexity and time-consuming nature, 3D numerical models are only rarely used.

In most reinforced concrete prefabricated linings, the deformation at the joints has a significant effect on the deformation of the rings. Thus, the magnitude and distribution of internal forces largely depend on the distribution and characteristics of the joints. Therefore, one of the most important factors in the design of a

circular tunnel lining is the effect of segment connections on its overall behavior.

This paper compares the internal forces that occur in the tunnel lining, determined using analytical analysis and numerical simulation in a three-dimensional formulation.

When using numerical analysis methods, seismic loads are considered as quasi-static. However, almost all quasi-static analyzes presented in the literature include the same assumptions as closed form solutions and therefore have the same limited applicability. The main disadvantage of quasi-static models is that they do not take into account changes in the behavior of the structure over time.

Keywords: seismic loads; reinforced concrete tunnel linings; stress-strain state of the soil mass; seismic design of tunnels; soil-tunnel interaction; soil shear deformation; tunnel ring joints

Данная статья доступна по лицензии Creative Commons “Attribution” («Атрибуция») 4.0 Всемирная

This article is available under the Creative Commons “Attribution” 4.0 Global License



Введение

Introduction

В современном мире все чаще возникает потребность в строительстве новых транспортных магистралей. Это приводит к тому, что инженерам приходится сталкиваться с огромным количеством новых задач. Так, к примеру, для существенного сокращения длины трассы будущего транспортного сооружения, его приходится возводить в сложных инженерно-геологических условиях, к которым могут относиться слабые грунты, сильные весенние паводки или повышенная сейсмическая активность.

Сейсмические волны вызывают колебательные процессы в слое грунтового массива, расположенного у поверхности земли.

Землетрясения чаще всего проявляются в виде серии последовательных смещений грунтового массива, происходящих с определенной периодичностью. Если период собственных колебаний сооружения приближается к периоду колебаний землетрясения, колебания накладываются друг на друга и возникает явление резонанса, при котором даже небольшой толчок может вызвать большую деформацию сооружения, что может привести к его разрушению. Если период собственных колебаний сооружения не совпадает с периодом колебаний землетрясения, то колебания будут компенсировать друг друга, и здание сооружения выдержать даже сильное землетрясение.

В истории нашей страны есть много зафиксированных землетрясений, нанесших колоссальный ущерб инфраструктуре и унесших большое количество человеческих жизней.

К примеру Спитакское землетрясение .случившееся 7 декабря 1988 года с магнитудой от 6,8 до 7,2 баллов, что привело к выводу из строя 40 процентов промышленного потенциала Армянской ССР и гибели 25 тысяч человек¹, а землетрясение в поселке Нефтегорск магнитудой 7,6 баллов, произошедшее 28 мая 1995 года нанесло ущерб в стони миллиардов рублей, из-за чего было принято решение не восстанавливать поселок.²

Одним из последних случаев стало землетрясение в Кемеровской области, произошедшее 18 июня 2013 года. В результате подземных толчков были уничтожены множество жилых домов, а также здание железнодорожного вокзала.³

¹ <https://ria.ru/20131207/982161952.html>.

² <https://www.gazeta.ru/social/2022/05/28/14914028.shtml>.

³ [https://ru.wikipedia.org/wiki/Землетрясение_в_Кемеровской_области_\(2013\)](https://ru.wikipedia.org/wiki/Землетрясение_в_Кемеровской_области_(2013)).

Также одной из основных предпосылок к данному исследованию стал печальный опыт проектирования и строительства первого Северо-Муйского тоннеля, в ходе возведения которого, инженеры столкнулись с ранее неизученными проблемами, такими как пересечение зон разломов.

Как правило, подземные сооружения, и тоннели в том числе, лучше противостоят землетрясениям, чем наземные сооружения. Тем не менее различные подземные сооружения были серьезно повреждены во время землетрясений последних 30 лет. Например, землетрясение в Кобе, Япония, 1995 год, землетрясение в Чи-Чи, Тайвань, 1999 год, землетрясение в Болу, Турция, землетрясение в Баладе, Иран, 2004 год, землетрясение в Сычуани, Китай, 2008 год, землетрясение в Вальпараисо, Чили, 2014 год [1]. Для того чтобы минимизировать риск таких аварий, необходимо проводить тщательный расчет тоннелей с учетом сейсмических нагрузок. Это включает в себя анализ геологических условий, определение возможных землетрясений и оценку возможных последствий.

На данный момент самым эффективным, с точки зрения скорости строительства и снижения трудозатрат, является способ сооружения тоннелей с помощью тоннелепроходческого механизированного комплекса (ТПМК). Благодаря его применению скорость проходки может превышать 600 м в месяц, при этом важным фактором, оказывающим влияние на данный параметр, являются инженерно-геологические условия строительства [2].

При возведении железнодорожных тоннелей с помощью ТПМК наиболее целесообразно применять сборные железобетонные обделки. Для соединения элементов одного кольца и смежных колец обделки в конструкции предусмотрены продольные связи [3]. Важным условием для тоннелей, расположенных в сейсмически опасных районах, является сохранение целостности конструкции при воздействии сейсмических нагрузок, в связи с этим при проектировании сборных тоннельных обделок кругового очертания в условиях повышенной сейсмической активности.

Сложности при проектировании сооружений связаны с разломной тектоникой. В нормах рекомендуется мосты и тоннели располагать вне зон тектонических разломов, для участков пересечения тоннелем таких зон, по которым возможна подвижка массива горных пород, а при соответствующем технико-экономическом обосновании — предусматривать увеличение сечения тоннеля. Но таких мер недостаточно. Гидросеть, исторически чаще всего создавалась именно по простиранию тектонических разломов, следовательно в случае активности последних мостовые переходы через реки всегда будут подвержены дополнительным воздействиям [4].

Методы, применяемые для оценки сейсмических воздействий

Methods used to assess seismic impacts

Для расчёта тоннелей глубокого заложения необходимо знать параметры тоннельной обделки, характеристики грунтов, в которых расположен тоннель и параметры продольных и поперечных волн, падающих на тоннельную обделку.

Протяжённые тоннели, могут подвергаться сейсмическим воздействиям, отличающимся по длине сооружений. Поэтому в таких случаях необходимо учитывать пространственный характер движения грунта, так как в тоннельной обделке могут возникнуть перемещения и усилия, зависящие от пространственного характера движения грунта.

Расчет обделки проводится на основании оценки наиболее неблагоприятного напряженного состояния в каждом нормальном (радиальном) сечении обделки из возможных при любых сочетаниях одновременно действующих на обделку волн сжатия-растяжения и волн сдвига и любых их направлениях в плоскости поперечного сечения сооружения.

Когда сейсмические волны сжатия и сдвига распространяются через грунтовый массив, они деформируют любые конструкции внутри и на поверхности в зависимости от гибкости и жесткости этих конструкций и максимальной деформации сдвига грунта. Реакция тоннеля на колебательные движения при землетрясения может быть представлена тремя основными деформациями: осевой, криволинейной, деформацией поперечного сечения [5].

На первоначальном этапе для проектирования сейсмостойких конструкций тоннелей возможно применение аналитических методов, которые позволяют быстро получить результаты внутренних усилий в обделке. При этом важно, чтобы применяемый метод определения нагрузок был универсальным и мог быть применен к любым геотехническим условиям.

В аналитических методах обычно применяются два метода для оценки внутренних усилий, вызванных колебаниями по оси тоннеля. Один из этих методов является более простым и приближительным, а другой — более точным. В первом методе, деформация грунта, вызванная сейсмическими волнами, определяется в отсутствие сооружения, а взаимодействие сооружения и грунта не учитывается. Поэтому данный метод, в зависимости от жесткости сооружения относительно грунта, может оценивать деформации сооружения в сторону увеличения или

уменьшения [6]. Во втором методе учитывается взаимодействие между грунтом и конструкцией.

Силы и моменты, возникающие в конструкции тоннеля из-за действия сейсмических волн, делятся на две основные группы: первая группа обусловлена распространением волн по оси тоннеля, а вторая — распространением волн перпендикулярно оси тоннеля (рис. 1) [6]. Исходя из этого, распространение сдвиговых волн перпендикулярно оси тоннеля создает наиболее критические условия для внутренних усилий и деформаций обделки тоннеля [5].

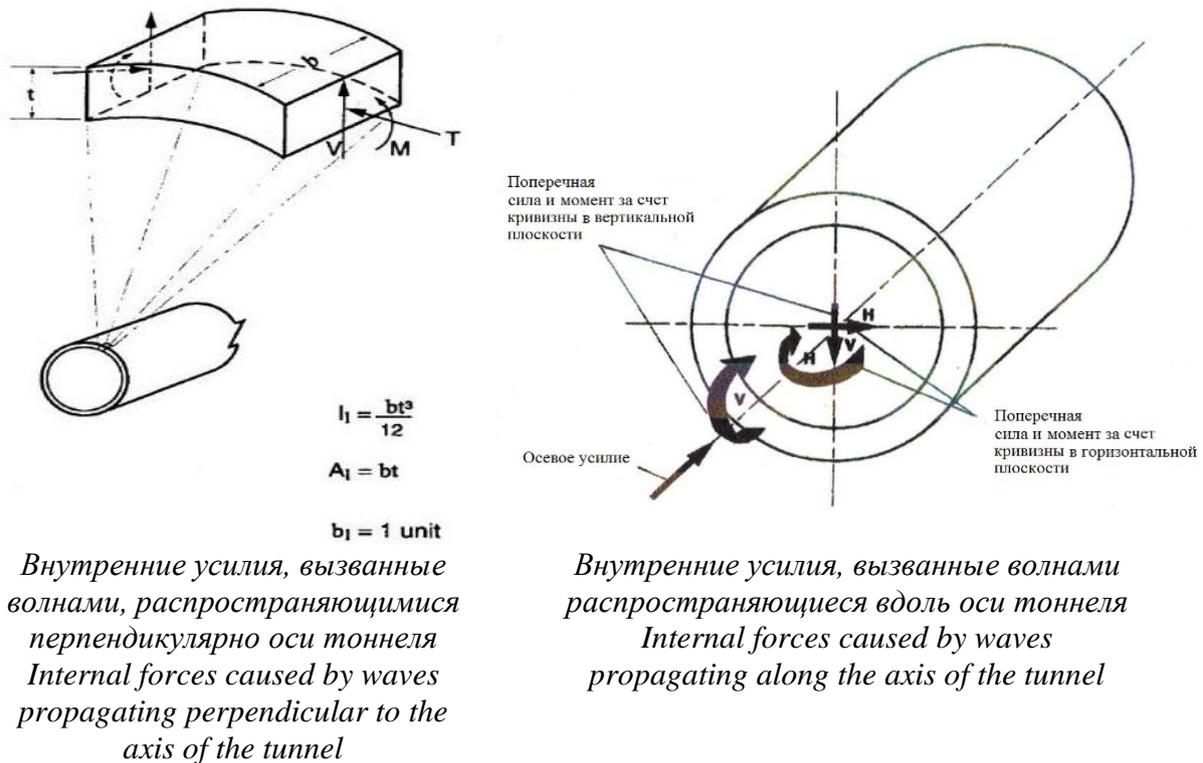


Рисунок 1. Деформации тоннелей под воздействием сейсмических волн [6]

Figure 1. Deformations of tunnels under the influence of seismic waves [6]

Поскольку в большинстве расчетных случаев жесткость обделки тоннели больше жесткости окружающего грунта, необходимо использовать второй метод расчёта, учитывающий взаимодействие конструкции и грунта. Кроме того, силы и моменты, возникающие при распространении волн, перпендикулярных оси тоннеля, зависят от отношения жесткости тоннеля к окружающему пространству.

Другими словами, метод деформации свободного поля подходит для тоннелей, которые расположены в скальных грунтах. В этом случае разумно предположить, что деформация тоннеля следует за деформацией окружающей среды. Однако это предположение не верно для жестких конструкций в мягких грунтах, поскольку расчетные деформации грунта в этих условиях могут быть намного больше.

Определение деформации тоннельной обделки, с учётом упругого взаимодействия тоннельной обделки с массивом грунта

Determination of deformation of the tunnel lining, taking into account the elastic interaction of the tunnel lining with the soil mass

В качестве примера рассмотрим тоннель кругового очертания, расположенный в горном массиве (рис. 2), основные характеристики, используемые в расчете приведены в таблице 1.

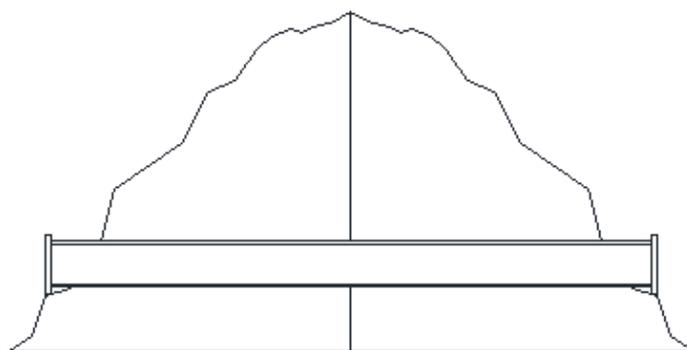


Рисунок 2. Расчетная схема (сделано авторами)

Figure 2. Calculation scheme (made by the authors)

Таблица 1 / Table 1

Исходные параметры, используемые для анализа

Initial parameters used for analysis

<i>Геотехнические данные / Geotechnical data</i>	
IV тектоническая зона / IV tectonic zone	раздробленные породы
Скорость распространения поперечных волн / Shear wave velocity	$C_s = 1400$ м/с
Скорость распространения продольных волн / Longitudinal wave propagation velocity	$C_p = 2300$ м/с
Коэффициент Пуассона / Poisson's ratio	$\nu_0 = 0,27$
Плотность грунта / Ground density	$\rho = 2520$ кг/м ³
<i>Параметры тоннеля / Tunnel parameters</i>	
Толщина обделки / Lining thickness	$t = 0,4$ м
Внешний диаметр обделки / Lining outside diameter	$d_H = 10$ м
Длина тоннеля / Tunnel length	$l_t = 1000$ м
Модуль упругости бетона / Modulus of elasticity of concrete	$E_1 = 39,5 \times 10^3$ МПа
Диаметр болтов / Bolt diameter	$d_b = 0,034$ м
<i>Параметры сейсмического воздействия / Seismic action parameters</i>	
Пиковое ускорение частиц грунта / Peak acceleration of soil particles	$A_s = 0.4g = 3,92$ м/с ²
Пиковая скорость частиц грунта / Peak speed of soil particles	$V_s = 0,48$ м/с

Для определения деформаций свободного поля, создаваемых продольными (P) и поперечными (S) волнами, распространяющимися под произвольным углом φ к оси тоннеля (рис. 3) [5], используются следующие выражения [7]:

для P — волн:

$$\varepsilon = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \varphi + Y \frac{A_p}{C_p^2} \sin \varphi \cos^2 \varphi ; \quad (1)$$

для S — волн:

$$\varepsilon = \frac{V_s}{C_s} \sin \varphi \cos \varphi + Y \frac{A_s}{C_s^2} \cos^3 \varphi . \quad (2)$$

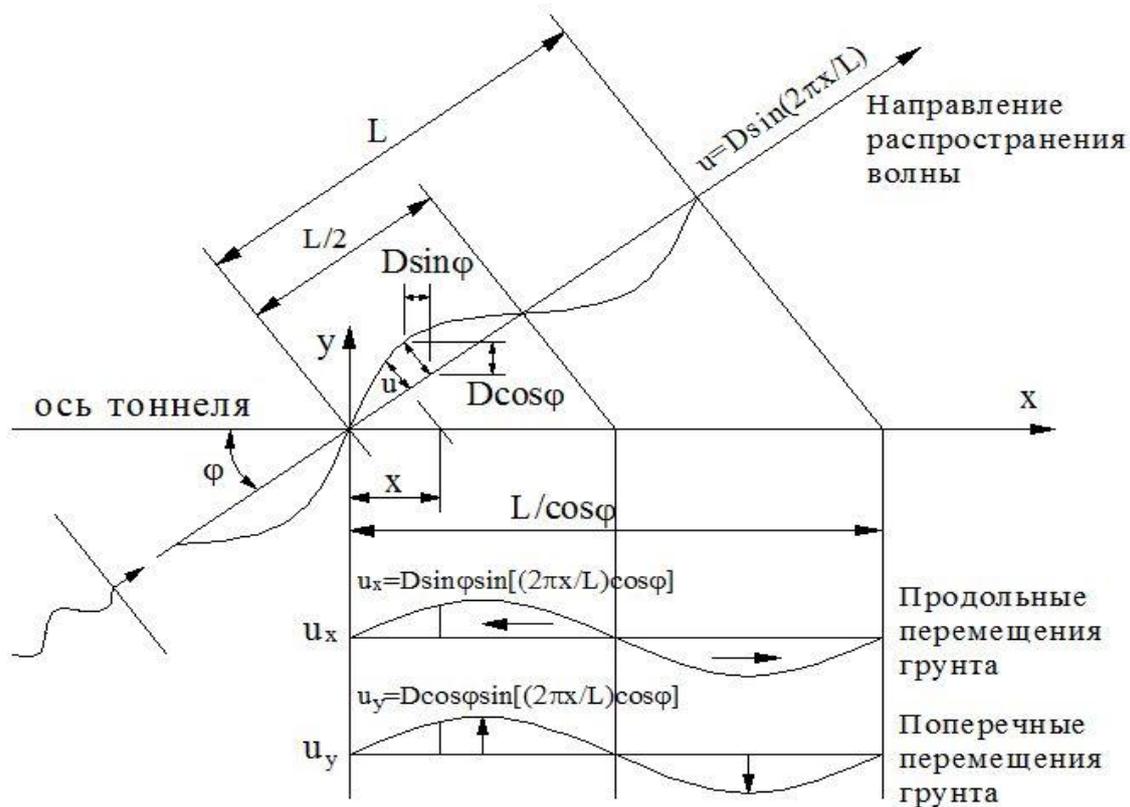


Рисунок 3. Схема для определения деформаций при воздействии сейсмических волн на тоннель [5]

Figure 3. Scheme for determining deformations under the influence of seismic waves on the tunnel [5]

Тоннель рассматривается как упругая балка, деформации которой соответствуют деформациям свободного поля. Максимальные напряжения в обделке определяются путём суммирования осевых и изгибных деформаций.

Максимальные деформации вследствие изгиба и сжатия обделки совместно с окружающим массивом грунта создаются при распространении поперечных волн под углом $\varphi = 45^\circ$ и определяются выражением (2):

$$\varepsilon^{ab} = \pm \frac{V_s}{C_s} \sin \varphi \cos \varphi \pm \frac{A_s r}{C_s^2} \cos^3 \varphi = \pm 0.00018 м . \quad (3)$$

При распространении продольных волн под углом $\varphi = 0^\circ$, выражение (1):

$$\varepsilon^a = \pm \frac{V_p^{pic}}{C_p} \cos^2 \varphi \pm \frac{a_p^{pic} r}{C_p^2} \sin \varphi \cos^2 \varphi = \pm 0.00021 м. \quad (4)$$

Ввиду того, что деформации при сейсмическом воздействии имеют знакопеременный характер, при их вычислении используется сложение и вычитание максимальных значений $(\pm)\varepsilon^{ab}$.

Определим доминирующий период колебаний грунта:

$$T = \frac{4h}{C_s} = 0,143 сек. \quad (5)$$

Длина волны, соответствующая доминирующему периоду:

$$L = TC_s = 4h = 200 м. \quad (6)$$

Модуль сдвига грунта $\mu_m = \rho_m C_s^2 = 4939,2 МПа$.

Для учёта взаимодействия тоннеля с грунтом используются упругие пружины, действующие вдоль и перпендикулярно оси тоннеля. Движение грунта, соответствующее неискажённому «свободному полю», возникающему при распространении сейсмических волн, передаётся на тоннельную обделку через пружины. Таким образом, воздействие «свободного поля» на тоннельную обделку уменьшается.

Используя коэффициенты упругости продольных и поперечных пружин, можно получить понижающие коэффициенты, учитывающие уменьшение воздействий на тоннель продольных и изгибных деформаций «свободного поля».

Жёсткости эквивалентных пружин, соответствующие данному типу грунта:

$$K_a = K_t = \frac{16\pi\mu_m(1-\nu_m)}{3-4\nu_m} \frac{d}{L} = 3776 кН / м. \quad (7)$$

Полагая, что волна имеет синусоидальную форму с пиковой скоростью V_s^{pic} и длиной волны, равной L , что соответствует доминирующему периоду колебаний T , амплитуда колебаний грунта (с учётом угла падения волны) определяется выражением:

$$A = \frac{LV_s^{pic}}{2\pi C_s} \sin 45^\circ \cos 45^\circ = 0.052 м. \quad (8)$$

Максимальные продольные деформации тоннельной обделки создаются поперечными волнами, распространяющимися под углом 45° к оси тоннеля (рис. 2). Величина этих деформаций с учётом понижающего коэффициента определяется выражением:

$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{2\pi / L}{2 + \left(\frac{E_l A_c}{K_a}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} A_a = 4,6 \times 10^{-6} \text{ м.} \quad (9)$$

Максимальные продольные силы ограничиваются максимальными силами трения между тоннельной обделкой и окружающим массивом грунта. Определим максимальные силы трения:

$$N_{\max} = E_l A_c \varepsilon_{\max}^a = 2930 \text{ кН.} \quad (10)$$

Максимальные изгибные деформации тоннельной обделки создаются поперечными волнами, распространяющимися вдоль оси тоннеля. Величина этих деформаций с учётом понижающего коэффициента определяется выражением:

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A_b}{2 + \left(\frac{E_l I_c}{K_a}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r = 10,8 \times 10^{-6} \text{ м.} \quad (11)$$

Ввиду того, что тоннельная обделка и массив грунта описываются линейными моделями, при определении суммарных деформаций можно использовать принцип суперпозиции, используя формулы при изгибе и сжатии тоннельной обделки. Получаемый таким образом результат является консервативным, т. е. идёт в запас прочности:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b = 15,4 \times 10^{-6} < \varepsilon_{\text{дон}} = 0.0035. \quad (12)$$

Максимальный изгибающий момент в поперечном сечении тоннельной обделки при воздействии поперечных волн, распространяющихся вдоль оси тоннеля (под углом θ к оси тоннеля), определяется выражением:

$$M_{\max} = \frac{E_l I_c \varepsilon_{\max}^b}{r} = 11872 \text{ кНм.} \quad (13)$$

Максимальную поперечную силу при изгибе можно определить, используя выражение для максимального изгибающего момента:

$$Q_{\max} = M_{\max} \left(\frac{2\pi}{L}\right) = 373 \text{ кН.} \quad (14)$$

Определение допустимой поперечной силы при максимальном расчётном землетрясении:

$$\psi Q_c = \frac{0.85(\sqrt{f'_c} A_{shear})}{6} = 6336 \text{ kN} . \quad (15)$$

где $\psi = 0.85$ — коэффициент формы поперечного сечения при сдвиге; $f' = 30 \text{ MPa}$ — напряжения текучести бетона; $A_{shear} = \frac{A_c}{2}$ — эффективная площадь при сдвиге. Отметим, что значение коэффициента $\psi = 0.85$ при расчёте на сейсмические воздействия, является консервативным (идёт в запас прочности).

Сравнение максимальной поперечной силы с допустимой:

$$Q_{max} = 373 \text{ kN} < \psi Q_c = 6336 \text{ kN} .$$

Расчет болтов на срез под воздействием максимальной поперечной силы:

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{A_{болт}} = 466 \text{ 250 kN/m}^2 .$$

Расчёт обделки тоннеля, пересекающего зону разлома

Calculation of the tunnel lining crossing the fault zone

Если активный разлом пересекает тоннель, есть опасность деформаций сдвига тоннельной обделки при воздействии от умеренного до сильного землетрясения. Смещения при таких деформациях могут варьироваться от нескольких сантиметров до размеров, превышающих более двух метров. Во многих случаях эти перемещения сосредоточены в узкой зоне вдоль разлома.

Ввиду того, что зона влияния разлома на напряжённо-деформированное состояние тоннеля ограничена, для упрощения расчёта и получения аналитического решения в замкнутой форме рассматривается бесконечный тоннель. На некотором расстоянии от разлома перемещения тоннеля относительно грунта отсутствуют.

Если свойства соседних блоков породы и изгибная жесткость тоннеля постоянны, тогда для правой части бесконечного тоннеля (при $x \geq 0$) (рис. 4), можно использовать следующее граничное условие: при $x=0$; $u(0) = \Delta u/2$. Учитывая, что в этом сечении угол наклона касательной $\frac{du(0)}{dx}$ принимает экстремальное значение, вторая производная должна

быть равна нулю, откуда следует: $\frac{d^2u(0)}{dx^2} = 0 \Rightarrow M(0) = 0$.

Дифференциальное уравнение изгиба балки на упругом основании в обобщённых функциях имеет вид:

$$EI \frac{d^4 U}{dx^4} + kbU = Q(0)\delta(x) + EIU'(0)\delta''(x) + EIU(0)\delta'''(x), \quad (16)$$

где $U(x) = u(x)\theta(x)$; $\theta(x)$ — функция Хевисайда (функция единичного скачка); $\delta(x)$ — функция Дирака; $Q(0)$ — поперечная сила в сечении $x=0$.

Решение дифференциального уравнения изгиба правой полубесконечной балки при заданных граничных условиях на левом конце балки имеет вид:

$$u(x) = \frac{\Delta u e^{-\beta x}}{2} \cos(\beta x), \quad (\text{при } x \geq 0). \quad (17)$$

Решение для левой части балки имеет вид:

$$u(x) = 1 - \frac{e^{\beta x}}{2} \cos(\beta x), \quad (\text{при } x \leq 0), \quad (18)$$

где $\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$.

Полученные выражения позволяют определить значения моментов и поперечных сил в сечениях обделки в зависимости от величины сдвига Δu по границе разлома, следовательно, имеем:

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{du}{dx} = -\frac{\Delta u \beta e^{-\beta|x|}}{2} [\cos(\beta x) + \sin(\beta|x|)], \\ M &= -EI \frac{d^2 u}{dx^2} = \begin{cases} -EI \Delta u \beta^2 e^{-\beta x} \sin(\beta x) & (\text{при } x \geq 0) \\ -EI \Delta u \beta^2 e^{\beta x} \sin(\beta x) & (\text{при } x \leq 0) \end{cases} \\ Q &= -EI \frac{d^3 u}{dx^3} = -EI \Delta u \beta^3 e^{-\beta|x|} [\cos(\beta x) - \sin(\beta|x|)]. \end{aligned} \quad (19)$$

Оценка протяжённости зоны влияния разлома

Estimation of the extent of the zone of influence of the fault

Наличие множителя $e^{-\beta x}$ в выражениях перемещений, углов поворота, поперечных сил и моментов свидетельствует о том, что с увеличением расстояния от границы разлома все эти функции убывают (множитель $e^{-\beta x}$ стремится к нулю при $\beta x \rightarrow \infty$).

Длину зоны влияния $l_{кз}$ можно оценить исходя из следующих условий: при $x=0$ функция $e^{-\beta x} = 1$, при $\beta x = \pi$ $e^{-\beta \pi} = 0.046$, т. е. с

точностью до 5 % можно считать функцию $u(x)$ равной нулю. Таким образом, из равенства $\beta l_{кз} = \pi$ определяется длина зоны влияния разлома:

$$l_{кз} = \frac{\pi}{\beta}. \quad (20)$$

Сечения, в которых могут образовываться трещины, можно предсказать, определяя расположение максимумов изгибающих моментов:

$$\frac{dM}{dx} = -EI\Delta u\beta^3 e^{-\beta x} [-\sin(\beta x) + \cos(\beta x)] = 0; \quad (21)$$

из чего следует

$$[-\sin(\beta x) + \cos(\beta x)] = -\sqrt{2} \sin(\beta x - \pi/4) = 0$$

или

$$(\beta x - \pi/4) = 0 \Rightarrow l_{\max} = \frac{\pi}{4\beta}.$$

Для аналитического решения используется модель балки на упругом основании. Величина сдвига по границе разлома принята 20 см:

- параметр $\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} = 0,059$;
- зона влияния разлома: $l_{зк} = 53,1$ м;
- максимальный изгибающий момент:

$$M = EI\Delta u\beta^2 e^{-\beta x} \sin(\beta x) = 12152 \text{ кНм};$$

- максимальная поперечная сила:

$$Q = EI\Delta u\beta^3 e^{-\beta|x|} [\cos(\beta x) - \sin(\beta|x|)] = 613,82 \text{ кН}.$$

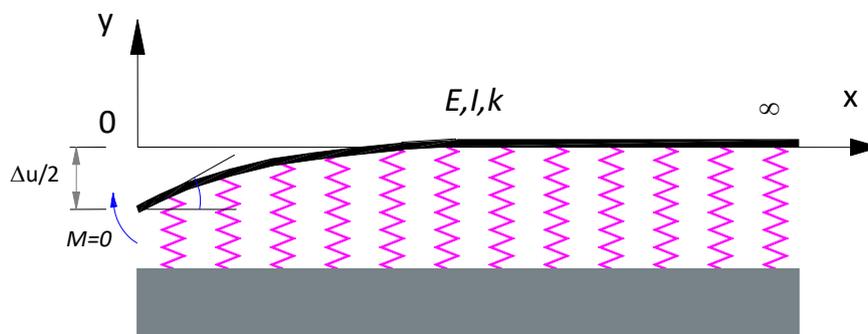


Рисунок 4. Расчетная схема тоннеля, расположенного в зоне разлома (сделано авторами)

Figure 4. Calculation scheme of the tunnel located in the fault zone (made by the authors)

Численное моделирование в программном комплексе Midas GTS NX

Numerical simulation in the Midas GTS NX software package

Численный метод, применяемый в настоящей работе, реализован в объемной постановке в программном комплексе Midas GTS NX.

В качестве расчетной схемы было выбрано аналогичное аналитическому расчету железобетонное сборное кольцо из бетона В60. Модель грунта также соответствует исходным данным, используемым ранее. Модель грунта и конструкции приведены на рисунках 5, 6 и 7.

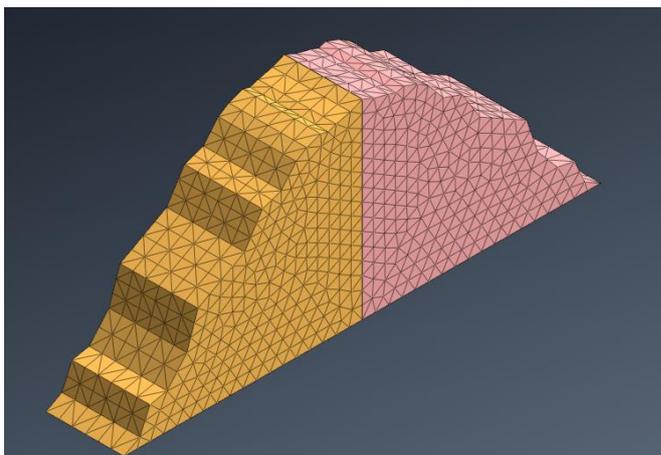


Рисунок 5. Расчетная модель грунта (сделано авторами)
Figure 5. Calculation soil model (made by the authors)



Рисунок 6. Расчетная модель конструкции (сделано авторами)
Figure 6. Calculation model of the structure (made by the authors)

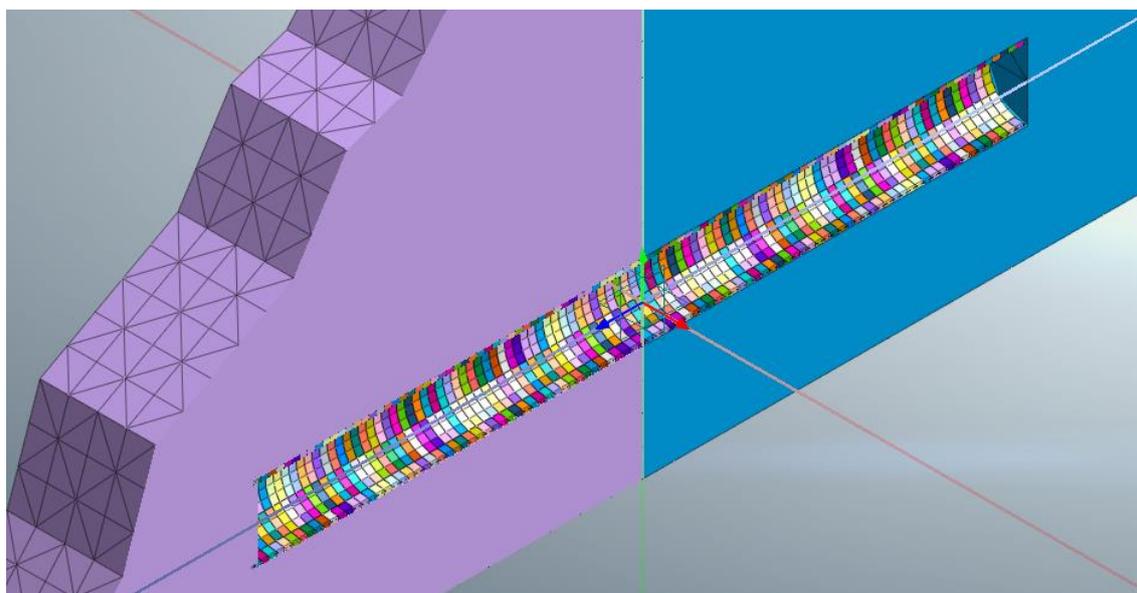


Рисунок 7. Общий вид конечно-элементной модели (сделано авторами)
Figure 7. General view of the finite element model (made by the authors)

Допущения, использованные для численного анализа [3; 8; 9]:

- Грунт и обделка тоннеля линейно упругие и безмассовые.
- Граница раздела обделки тоннеля и грунта находится в условиях полного отсутствия скольжения.
- Выемка грунта производится одновременно с установкой элемента тоннельной обделки (независимо от влияния последовательности изготовления).

Сейсмическая нагрузка прикладывается в виде сдвиговой нагрузки (рис. 8).

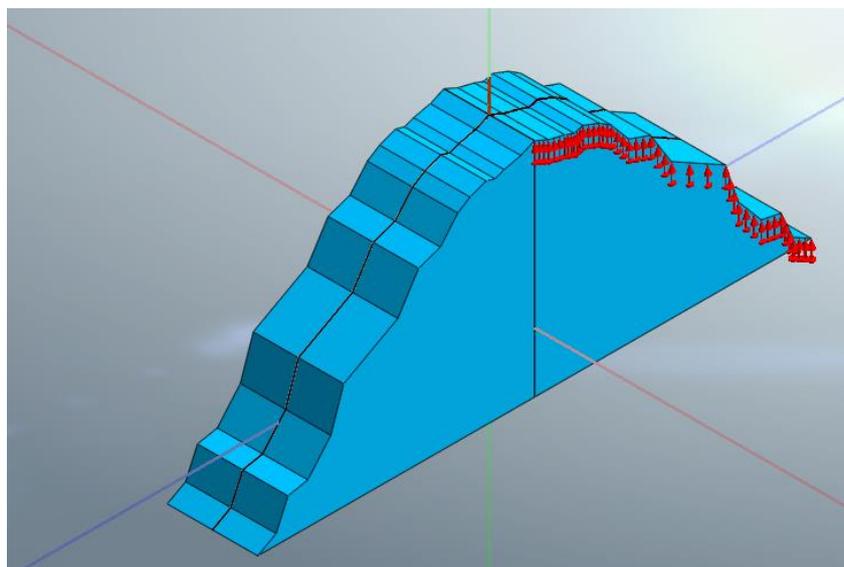


Рисунок 8. Расчетная схема задания нагрузок (сделано авторами)

Figure 8. Calculation scheme for setting loads (made by the authors)

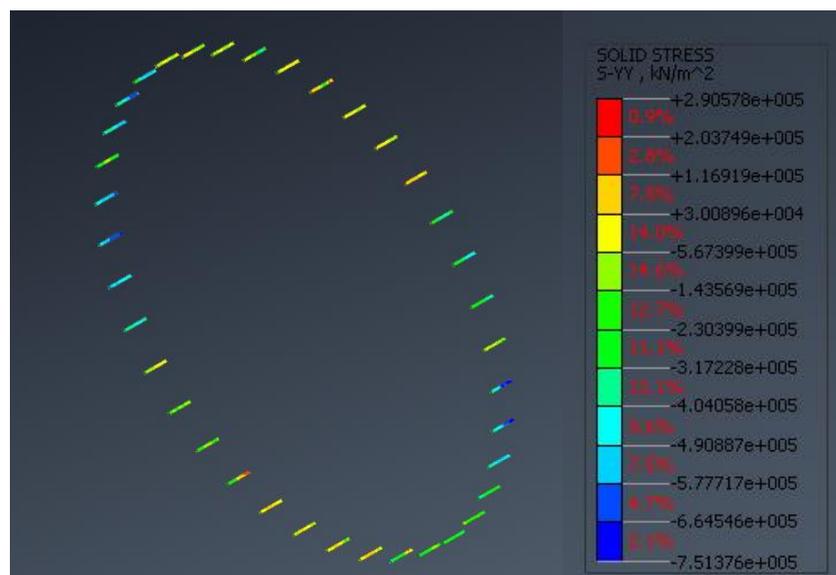


Рисунок 9. Результаты расчета (сделано авторами)

Figure 9. Calculation results (made by the authors)

По результатам проведенного анализа можно увидеть, что максимальные напряжения внутри элементов $\tau = 7,514 * 10^5$ кН/м², что соответствует поперечной силе $Q_{max} = 751,4$ кН.

Выводы

Conclusions

1. Расчет тоннелей на сейсмические воздействия требует комплексного подхода и учета многих факторов. Только при правильном проведении расчетов можно обеспечить безопасность и надежность подземных сооружений в условиях сейсмической активности.

2. Расчет на сейсмические нагрузки позволяет определить оптимальные параметры тоннеля и его конструкции, что позволяет минимизировать риски возникновения повреждений и обеспечить безопасность.

3. Результаты расчета показывают, что при действии сейсмических нагрузок усилия в продольных связях могут превышать максимально допустимые (минимальная разрушающая нагрузка для болтов М30 согласно ГОСТ Р ИСО 898-1-2011 составляет 583 кН, что ниже, полученных в результате расчета, нагрузок), поэтому при проектировании тоннелей из сборных обделок в сейсмически опасных районах необходимо учитывать данные критерии.

4. Несмотря на то, что результаты расчета с использованием конечно-элементной модели и аналитическим решением отличаются, последние являются достойной альтернативой компьютерному моделированию.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Pakbaz, M.C.** 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading / M.C. Pakbaz, A. Yareevand. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.006> // Tunnelling and Underground Space Technology. — 2005. — Т 20. — № 5. — P. 411–417. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0886779805000131>. (дата обращения: 08.02.2023).
2. **Федунец, Б.И.** Строительство перегонных тоннелей современными ТПМК при проходке в сложных гидрогеологических условиях участков Митинско-Строгинской линии Московского метрополитен / Б.И. Федунец, Ф.А. Бойко // Горный информационно-аналитический бюллетень. — 2008. — № 7. — С. 21–30. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=15545364>. — EDN NCERAD. (дата обращения: 08.02.2023).
3. **Hashash, Y.M.A.** Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures / Y.M.A. Hashash, D. Park, J.I.C. Yao. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.02.004> // Tunnelling and Underground Space Technology. — 2005. — Т 20. — № 5. — P. 435–441. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0886779805000167>. (дата обращения: 08.02.2023).

4. **Быкова, Н.М.** Протяженные транспортные сооружения на активных геоструктурах. Технология системного подхода / Н.М. Быкова. — Новосибирск: Академический научно-издательский, производственно-полиграфический и книгораспространительский центр РАН "Издательство "Наука", 2008. — 212 с. — URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=20808585>. — EDN RNJFHX. (дата обращения: 08.02.2023).
5. **Wang, J.N.** Seismic Design of Tunnels. A Simple State-of-the-Art Design Approach / J.N. Wang. — Нью-Йорк: Parsons Brinckerhoff Inc., 1993. — 147 p. — URL: <http://cdn.wspgroup.com/8kzmue/seismic-design-of-tunnels-a-simple-state-of-the-art-design-approach.pdf> (дата обращения: 08.02.2023).
6. **Hashash, Y.M.A.** Seismic design and analysis of underground structures / Y.M.A. Hashash, J.J. Hook, B. Schmidt, J.I.C. Yao. — DOI [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7) // Tunnelling and Underground Space Technology. — 2001. — Т 16. — № 4. — P. 247–293. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0886779801000517>. (дата обращения: 08.02.2023).
7. **St John, C.M.** Aseismic design of underground structures / C.M. St John, T.F. Zahrah. — DOI [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(87\)90011-3](https://doi.org/10.1016/0886-7798(87)90011-3) // Tunnelling and Underground Space Technology. — 1987. — Т 2. — № 2. — P. 165–197. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0886779887900113>. (дата обращения: 14.02.2023).
8. **Sedarat, H.** Contact interface in seismic analysis of circular tunnels / H. Sedarat, A. Kozak, Y.M.A. Hashash [и др.]. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.11.002> // Tunnelling and Underground Space Technology. — 2009. — Т 24. — № 4. — P. 482–490. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0886779808001132>. (дата обращения: 14.02.2023).
9. **Kontoe, S.** Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels / S. Kontoe, V. Avgerinos, D. M. Potts. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.004> // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. — 2014. — Т 66. — P. 206–219. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0267726114001626>. (дата обращения: 14.02.2023).
10. **Lanzano, G.** Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods / G. Lanzano, E. Bilotta, G. Russo // Strategies for reduction of the seismic risk / Термоли: StreGa, 2008. — P. 65–74. — URL: https://www.researchgate.net/publication/270686266_STRATEGIES_FOR_REDUCTION_OF_THE_SEISMIC_RISK. (дата обращения: 14.02.2023).
11. **Ньюмарк, Н.** Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. — Сокр. пер. с англ. Г.Ш. Подольского. — М.: Стройиздат, 1980. — 344 с.
12. **Simic, D.** Building damage potential due to tunnel settlements / D. Simic // 4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics / Миннеаполис: Itasca Consulting Group, Inc., 2006. — P. 63–69.
13. **Sliteen, L.** Three dimensional modeling of the behaviour of shallow tunnel under seismic load / L. Sliteen, H. Mroueh, M. Sadek // 20ème Congrès Français de Mécanique [20-й Французский конгресс механиков] / Безансон: Association française de mécanique (AFM), 2011.
14. **Kouretzis, G.P.** Effect of interface friction on tunnel liner internal forces due to seismic S- and P-wave propagation / G.P. Kouretzis, S.W. Sloan, J.P. Carter. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.12.010> // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. — 2013. — Т 46. — P. 41–51. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0267726112002692>. (дата обращения: 18.02.2023).
15. **Barla, G.** Two and three dimensional modelling and monitoring of the Metro Torino / G. Barla, M. Barla, M. Bonini, F. Gamba // 11th International Conference of Iacmag / Турин: IACMAG, 2005.
16. **Bernat, S.** Soil-structure interaction in shield tunnelling in soft soil / S. Bernat, B. Cambou. — DOI [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(98\)00007-X](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(98)00007-X) // Computers and Geotechnics. — 1998. — Т 22. — № 3-4. — P. 221–242. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0266352X9800007X>. (дата обращения: 18.02.2023).
17. **Фотиева, Н.Н.** Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах / Н.Н. Фотиева. — М.: Недра, 1980. — 222 с.

18. Деев, П.В. Сравнение методов расчета тоннелей мелкого заложения на сейсмические воздействия / П.В. Деев, М.А. Петрухин, А.А. Цуканов // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. — 2019. — № 3. — С. 263–271. — URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=40870136>. — EDN JDTDHX. (дата обращения: 18.02.2023).
19. Деев, П.В. / П.В. Деев, М.А. Петрухин, А.А. Цуканов // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. — 2018. — № 3. — С. 220–229. — URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=36263135>. — EDN VJMNVS. (дата обращения: 18.02.2023).

Сведения об авторах:

Гуськов Илья Александрович — аспирант, ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», Москва, Россия, e-mail: Ilya.6210@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0009-0008-9872-0001>

Пестрякова Екатерина Алексеевна — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Мосты и Тоннели», ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», Москва, Россия, e-mail: kate.pestriakova@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3441-1011>
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=898914

Статья получена: 12.05.2023. Принята к публикации: 11.05.2023. Опубликовано онлайн: 25.05.2023.

REFERENCES

1. Pakbaz M.C., Yareevand A. 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2005; 20(5): 411–417. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.006>.
2. Fedunets B.I., Boyko F.A. [Construction of distillation tunnels with modern TBMs when driving sections of the Mitinsko-Stroginskaya line of the Moscow Metro in difficult hydrogeological conditions]. *Mining informational and analytical bulletin*. 2008; (7): 21–30. Available at: <https://elibrary.ru/item.asp?id=15545364> (accessed 8th February 2023). (In Russ.).
3. Hashash Y.M.A., Park D., Yao J.I.C. Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2005; 20(5): 435–441. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.02.004>.
4. Bykova N.M. [Extended transport structures on active geostructures. Systems approach technology]. Novosibirsk: Nauka; 2008. Available at: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=20808585> (accessed 8th February 2023). (In Russ.).
5. Wang, J.N. Seismic Design of Tunnels. A Simple State-of-the-Art Design Approach. New York: Parsons Brinckerhoff Inc.; 1993. Available at: <http://cdn.wspgroup.com/8kzmu6/seismic-design-of-tunnels-a-simple-state-of-the-art-design-approach.pdf> (accessed 8th February 2023). (In Eng.).
6. Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B., Yao J.I.C. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2001; 16(4): 247–293. (In Eng.) DOI: [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7).
7. St John C.M., Zahrah T.F. Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 1987; 2(2): 165–197. (In Eng.) DOI: [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(87\)90011-3](https://doi.org/10.1016/0886-7798(87)90011-3).
8. Sedarat H., Kozak A., Hashash Y.M.A., Shamsabadi A., Krivotat A. Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2009; 24(4): 482–490. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.11.002>.
9. Kontoe S., Avgerinos V., Potts D.M. Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2014; 66: 206–219. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.004>.

10. Lanzano G., Bilotta E., Russo G. Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. In: *Strategies for reduction of the seismic risk*. Termoli: StreGa; 2008. p. 65–74. Available at: https://www.researchgate.net/publication/270686266_STRATEGIES_FOR_REDUCTION_OF_THE_SEISMIC_RISK (accessed 14 February 2023). (In Eng.).
11. Newmark N.M., Rosenblueth E. Fundamentals of earthquake engineering. Englewood Cliffs: Prentice-Hall; 1971. (In Eng.).
12. Simic D. Building damage potential due to tunnel settlements. In: *4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.; 2006. p. 63–69. (In Eng.).
13. Sliteen L., Mroueh H., Sadek M. Three dimensional modeling of the behaviour of shallow tunnel under seismic load. In: *20ème Congrès Français de Mécanique [20th French Congress of Mechanics]*. Besancon: Association française de mécanique (AFM). (In Eng.).
14. Kouretzis G.P., Sloan S.W., Carter J.P. Effect of interface friction on tunnel liner internal forces due to seismic S- and P-wave propagation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2013; 46: 41–51. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.12.010>.
15. Barla G., Barla M., Bonini M., Gamba F. Two and three dimensional modelling and monitoring of the Metro Torino. In: *11th International Conference of Iacmag*. Turin: IACMAG; 2005. (In Eng.).
16. Bernat S., Cambou B. Soil-structure interaction in shield tunnelling in soft soil. *Computers and Geotechnics*. 1998; 22(3-4): 221–242. (In Eng.) DOI: [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(98\)00007-X](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(98)00007-X).
17. Fotiyeva N.N. Raschet krepki podzemnykh sooruzheniy v seysmicheski aktivnykh rayonakh [Calculation of support for underground structures in seismically active areas]. Moscow: Nedra; 1980. (In Russ.).
18. Deev P.V., Petruhin M.A., Tsukanov A.A. Comparison of Design Techniques Used for Seismic Analysis of Shallow Tunnels. *Izvestiya Tula State University*. 2019; (3): 263–271. Available at: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=40870136> (accessed 18th February 2023). (In Russ., abstract in Eng.).
19. Deev P.V., Petruhin M.A. Seismic Analysis of Shallow Tunnels. *Izvestiya Tula State University*. 2018; (3): 220–229. Available at: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=36263135> (accessed 18th February 2023). (In Russ., abstract in Eng.).

Information about the authors:

Ilya A. Guskov — Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia, e-mail: Ilya.6210@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0009-0008-9872-0001>

Ekaterina A. Pestryakova — Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia, e-mail: kate.pestriakova@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3441-1011>
RSCI: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=898914

Submitted: 12th May 2023. Revised: 11th May 2023. Published online: 5th May 2023.