УДК 624.195

М.А.КАРАСЕВ, *канд. техн. наук, доцент, karasevma@gmail.com*
Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург

M.A.KARASEV, *PhD in eng. sc., associate professor, karasevma@gmail.com*
National Mineral Resources University (Mining University), Saint Petersburg

ПРОГНОЗ ОСАДКИ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ, ВЫЗВАННОЙ СТРОИТЕЛЬСТВОМ ПОДЗЕМНОЙ СКОРОСТНОЙ ЖЕЛЕЗНОЙ ДОРОГИ НА УЧАСТКЕ SANTS – LA SAGRERA (БАРСЕЛОНА)

Приведена методика численного моделирования строительства тоннеля в условиях плотной городской застройки. Рассмотрены вопросы определения параметров геомеханической модели материалов для слабых грунтов. Выполнено численное моделирование строительства тоннеля в объемной постановке. Определены характер и величины осадки земной поверхности в зависимости от пригруза, создаваемого щитовым комплексом, и начального напряженного состояния. Выполнено сравнение результатов численного моделирования и геотехнического мониторинга.

Ключевые слова: численное моделирование, тоннель, осадка земной поверхности, город, подземные сооружения.

PREDICTION OF HIGH SPEED RAILWAY TUNNEL INDUCED SETTLEMENT ON THE SANTS – LA SAGRERA AREA (BARCELONA)

Finite element analysis of tunnel construction in urban area is given. Soil material model parameters determination is considered. 3d finite element analysis of tunnel development is carried out. Variation of settlements and settlement troughs according to face and radial shield pressure and initial stress state are shown. Comparison of numerical modeling results and results of in-situ settlements measurement is done.

Key words: numerical modeling, tunnel, surface settlement, urban area, underground structures.

Строительство подземных сооружений в городской черте сопряжено со значительными рисками, которые должны быть минимизированы на этапе проектирования и последующей проходки тоннеля. Трасса железнодорожного тоннеля на участке Sants – La Sagrera (г.Барселона) была проложена рядом с собором Саграда Фамилия (Церковь Святого семейства), первый проект которого был разработан архитектором Франсиско дель Вильяр. В конце 1883 г. на место Франсиско дель Вильяр был приглашен Антонио Гауди, значительно изменивший первоначальный проект. Сооружение является памятником исторического наследия и находится под охраной ЮНЕСКО, что накладывает особенную ответственность на каждом этапе проектирования и строительства тоннеля подземной скоростной железной дороги.

Собор Саграда Фамилия опирается на свайно-ростверковый фундамент. Средняя глубина заложения свай 20-25 м. Трасса тоннеля проходила в непосредственном примыкании к собору. Расстояние от фасада до продольной оси тоннеля менее 10 м. Средняя глубина заложения тоннеля от поверхности земли до центра тоннеля 30 м. Строительство тоннеля осуществлялось с применением щитового комплекса с грунтопригрузом забоя (EPB). Внешний диаметр тоннеля 11,47 м,

внутренний диаметр по обделке 10,4 м. Толщина обделки тоннеля 0,38 м. Оболочка щита выполнена конической формы, что облегчает перемещение щитового комплекса. Минимизация осадки смещения контура тоннеля и осадки земной поверхности обеспечивалась за счет передачи давления, создаваемого смесью бентонитового раствора и грунта на забой тоннеля, и в радиальном направлении за оболочку щита. Обделка тоннеля устанавливалась в хвостовой части тоннеля. В пространство между обделкой и массивом под высоким давлением подавался быстротвердеющий тампонажный раствор. Таким образом, контур тоннеля практически на всех этапах проходки поддерживался, что позволило в значительной степени уменьшить деформации в окрестности тоннеля.

Необходимо отметить, что строительство собора все еще продолжается, что может в будущем осложнить эксплуатацию подземной железной дороги. Дополнительный вес конструкций собора через свайно-ростверковый фундамент будет оказывать давление на обделку уже построенного тоннеля. Для улучшения условий эксплуатации обделки тоннеля и снижения негативного воздействия на собор, вызванного строительством тоннеля, проект предусматривал возведение стены из буронабивных свай. Глубина заложения свай составляет 40 м, диаметр свай 1 м, расстояние между сваями 1,4 м.

Согласно натурным замерам [4] максимальная величина осадки земной поверхности по трассе тоннеля не превышает 0,5 см. В третичных глинах минимальная величина осадки земной поверхности – 0,1 см, максимальная – 0,5 см. При проведении тоннеля через заиленные пески минимальная осадка земной поверхности составила 0,1 см, максимальная – 0,2 см (рис.1).

В работе рассмотрены два подхода к прогнозу осадки земной поверхности, вызванной строительством тоннеля, и предложен алгоритм расчета смещения земной поверхности на основе численного метода расчета.

Строительство тоннеля осуществлялось в следующих геологических условиях. У поверхности земли залегают насыпные грунты мощностью от 1 до 2 м. Ниже представлены четвертичные отложения глинистых грунтов со следующими показателями прочности – сцепление 90 кПа, угол внутреннего трения 11 град. Тоннель располагается в третичных грунтах, сложенных глинами (сцепление 76 кПа, угол внутреннего трения 21 град) и прослойками песка (сцепление 19 кПа, угол внутреннего трения 32 град).

Широкое распространение получил полуэмпирический метод прогноза осадки земной поверхности, основанный на теории, предложенной Пеком [5]. Мульда оседания поверхности земли в поперечном направлении согласно Пеку может быть определена

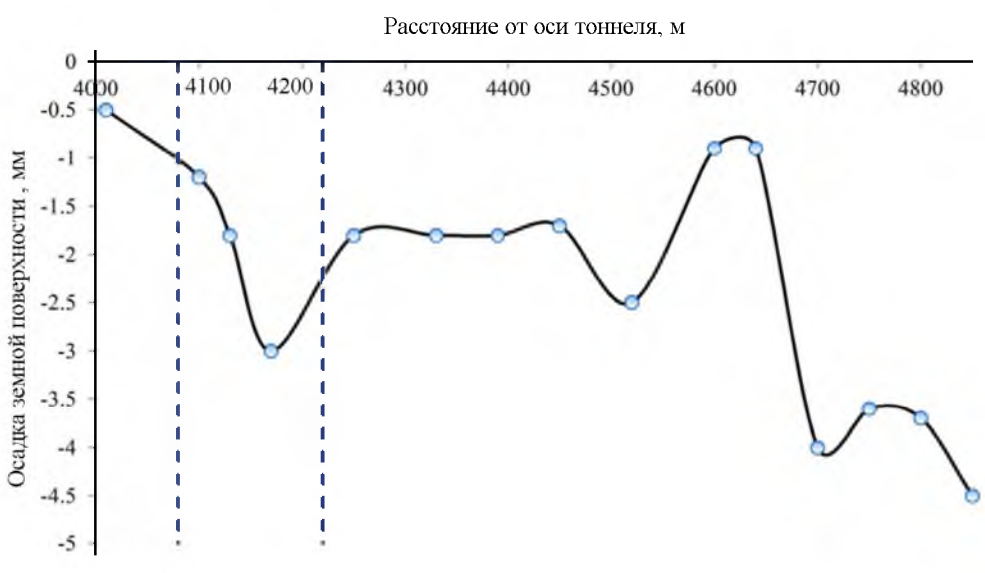


Рис.1. Вертикальные смещения поверхности земли над тоннелем по трассе тоннеля

по следующей формуле:

$$S_v = S_{v,\max} e^{\frac{x^2}{2i_x^2}} = \frac{V_l}{i_x^2\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}}, \qquad (1)$$

где $S_{v,\max}$ – осадка земной поверхности над центром тоннеля; i_x – расстояние в поперечном направлении от оси тоннеля до точки перегиба мульды оседания; x – расстояние от оси тоннеля; V_l – потери объема грунта.

В общем случае расстояние от точки перегиба до центра тоннеля линейно зависит от глубины его заложения и может быть определено по следующей формуле:

$$i_x = KZ_0, \qquad (2)$$

где K – параметр, зависящий от типа грунта, для бессвязных грунтов K = 0,2-0,3, для нормально уплотненных глин K = 0,5, для переуплотненных глин K = 0,6-0,7; Z_0 – глубина от поверности Земли до центра тоннеля.

Расстояние до точки перегиба следует определять [3] согласно выражениям для связных грунтов $i_x = 0{,}43Z_0 + 1{,}1$, а для бессвязных грунтов $i_x = 0{,}28Z_0 - 0{,}1$.

Недостаток приведенных методов определения расстояния до точки перегиба заключается в том, что они учитывает только глубину заложения тоннеля H, но не рассматривают поперечных размеров тоннеля D. Распространенным методом, позволяющим учесть соотношение H/D при определении i_x, является эмпирическое выражение, предложенное Sagaseta,

$$i_x = R\eta\left(1{,}05\frac{H}{D} - 0{,}42\right), \qquad (3)$$

где H – расстояние от поверхности земли до кровли выработки; D – диаметр тоннеля; R – радиус тоннеля; η – эмпирический коэффициент, изменяющийся от 0,7 для слабых грунтов до 1,3 для прочных.

Горизонтальные смещения и деформации в поперечном направлении можно определить по следующим выражениям:

$$S_h = \frac{xS_v}{Z_0}; \qquad \varepsilon_h = \frac{S_v}{Z_0}\left(1 - \frac{x^2}{i_x^2}\right) e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}}. \qquad (4)$$

Основными недостатками рассмотренного метода являются сложность определения величины параметра K, а также отсутствие возможности учета других рядом расположенных тоннелей или сооружений. Величина потери объема грунта V_l зависит от применения конкретной технологической схемы проведения тоннеля и инженерно-геологических условий строительства. Таким образом, применение данного метода рационально в условиях строительства, по которым накоплен значительный опыт, а также вне зоны влияния других сооружений.

С учетом особенностей строительства тоннеля для решения поставленной задачи рациональным считается использование методов математического моделирования. В работе выполнено конечно-элементное моделирование в объемной и плоской постановках. Задачи рассматривалась с учетом следующих граничных условий. По границам конечно-элементной модели перемещения закреплялись в перпендикулярном им направлении. Поверхность земли может свободно деформироваться.

Целью двухмерного моделирования являлось получение мульды оседания земной поверхности на протяженном участке тоннеля, находящегося вне зоны влияния других сооружений (стена из буронабивных свай, наземные сооружения). Объемная конечно-элементная модель (рис.2) позволила смоделировать проходку тоннеля в непосредственной близости от собора Саграда, Фамилия, а также учесть наличие стены из буронабивных свай и дополнительного поля напряжений в грунтовом массиве, вызванного весом собора.

Можно выделить следующие этапы численного моделирования: 1) задание начального напряженного состояния грунтового массива; 2) устройство и первичное нагружение фундамента под собор Саграда Фамилия (величины нагрузок приняты согласно данным фирмы Intecsa-Inarsa); 3) строительство тоннеля с возведением постоянной обделки из железобетонных блоков; 4) передача полной нагрузки на фундамент собора.

Для расчета было принято, что начальное напряженное состояние массива распределяется согласно гравитационному закону.

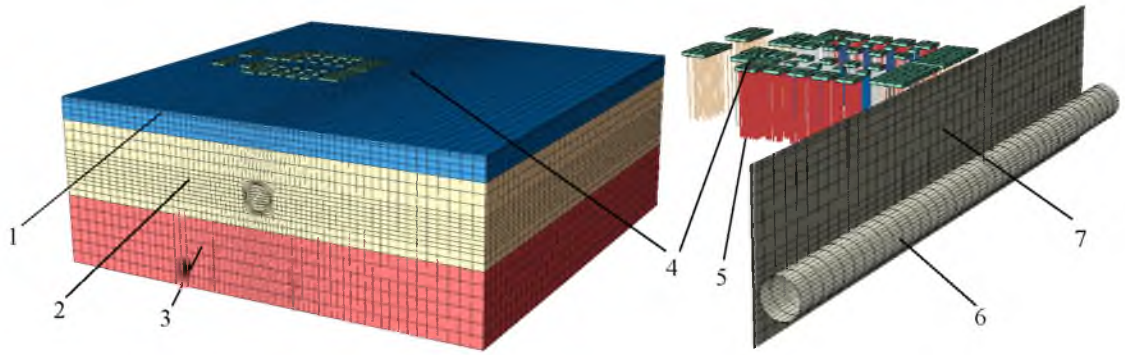


Рис.2. Объемная конечно-элементная модель грунтового массива и инженерных сооружений

1 – четвертичные отложения; 2 – третичные грунты; 3 – коренные породы; 4 – фундамент собора Саграда Фамилия; 5 – сваи; 6 – обделка тоннеля; 7 – стена из буронабивных свай

При решении задачи в двухмерной постановке коэффициент бокового давления K_0 варьировался от 0,5 до 1,0, что позволило оценить влияние начального напряженного состояния на осадку земной поверхности, а также выявить истинное значение коэффициента бокового распора. Значения K_0, полученные по различным аналитическим методикам, не согласовывались между собой. Наилучшее согласие с результатами натурных замеров было получено при значении коэффициента бокового распора, равного 0,6. При моделировании строительства тоннеля в объемной постановке $K_0 = 0{,}6$.

Строительство тоннеля осуществляется в грунтах, сложенных глинами с прослойки песка. Достаточно сложно выделить преобладание одного грунта над другим, так как по трассе тоннеля соотношение песка к глине постоянно меняется. В работе рассмотрены два варианта грунта, через который проходит щитовой комплекс, – песок и глина. Такой подход позволит определить диапазон изменения величины осадки земной поверхности в зависимости от инженерно-геологических условий.

В качестве модели, описывающей грунтовую среду, рассматривалась шатровая модель Друкера – Прагера с упрочнением. Модель грунтового массива рассматривалась как нелинейная упруго-пластическая среда с упрочнением. Для описания поведения грунта в упругой области применялась нелинейная упругая модель пористой среды, где модуль объемного сжатия B и модуль сдвига G грунтового массива зависят от средних эффективных напряжений p и величины объемных деформаций,

$$B = \frac{(1+e_0)p}{k}; \qquad (5)$$

$$\frac{k}{(1+e_0)}\ln\left(\frac{p_0+p_t^{el}}{p+p_t^{el}}\right) = J^{el}-1; \qquad (6)$$

$$G = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2(1+\nu)k}\left(p+p_t^{el}\right)e^{\varepsilon_{vol}^{el}}, \qquad (7)$$

где e_0 – начальный коэффициент пустотности грунта; k – параметр, характеризующий угол наклона кривой разгрузки (последующей нагрузки); ε_{vol}^{el} – упругие объемные деформации; p_t^{el} – показатель упругой прочности пористого материала растяжению; J^{el} – коэффициент, характеризующий изменение объема, вызванного упругими деформациями.

Пластическая составляющая модели среды описывалась шатровой моделью Друкера – Прагера с упрочнением. Поверхность разрушения записывается следующим выражением

$$F_s = t - p\tan\beta - d = 0, \qquad (8)$$

где t – показатель эквивалентных напряжений по Мизесу; β – угол внутреннего трения материала в плоскости p-t; d – сцепление материала в плоскости p-t;

$$t = \frac{1}{2}q\left[1+\frac{1}{K'}-\left(1-\frac{1}{K'}\right)\left(\frac{r}{q}\right)^3\right], \qquad (9)$$

Параметры шатровой модели Друкера – Прагера для различных грунтов

Тип грунта	E, МПа	v	λ	k	ρ_s, т/м^3	ρ_d, т/м^3	e_0	d, кПа	β	R	α	K'
Глина и гравий	–	0,44	0,008	0,08	2,13	1,85	0,503	186	22	0,35	0	0,795
Заилиный песок	–	0,3	0,003	0,026	2,06	1,74	0,525	42	55,9	0,3	0	0,778
Глина	25	0,4	0,015	0,1	2,08	–	0,585	390	33	0,25	0,05	0,795

Примечание: d – сцепление в плоскости q-p; β – угол внутреннего трения в плоскости q-p; E – модуль упругости; v – коэффициент Пуассона; ρ_s – плотность насыщенного грунта; ρ_d – плотность грунта в сухом состоянии; R – эксцентриситет шатровой поверхности пластического течения; α – параметр переходной поверхности; K' – параметр, определяющий форму поверхности пластического течения; λ – логарифмический модуль объемного сжатия; k – пластический модуль объемного сжатия.

q – эквивалентные напряжения по Мизесу; K' – параметр материала, устанавливающий взаимосвязь между формой поверхности разрушения и средним главным напряжением.

Шатровую поверхность пластического течения можно представить в виде следующей зависимости:

$$F_s = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha + \frac{\alpha}{\cos\beta}}\right]} - R(d + p_a \tan\beta), \qquad (10)$$

где R – параметр, который контролирует форму шатровой поверхности; α – параметр, отвечающий за переходную поверхность пластического течения; p_a – параметр упрочнения (разупрочнение) материала, вызванного объемными пластическими деформациями.

Упрочнение грунта, вызванное объемными пластическими деформациями, задавалось в виде следующей функции:

$$\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda - k)}{1 + e_0} \ln\frac{p}{p_0}, \qquad (11)$$

где ε_v^p – пластические объемные деформации грунта; λ – параметр, который характеризует угол наклона линии нормального уплотнения; p_0 – среднее эффективное давление, соответствующее начальному коэффициенту пустотности e^0,

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \qquad (12)$$

σ_1, σ_2 и σ_3 – главные максимальные, средние и минимальные напряжения соответственно.

Параметры модели среды (см.таблицу) подбирались по результатам трехосных испытаний и компрессионных испытаний [2]. Получена хорошая сходимость численного моделирования поведения грунта с результатами лабораторных испытаний (рис.3).

Грунтопригруз, создаваемый щитовым комплексом на забой и продольный контур тоннеля на этапе моделирования, задавался через давление. Выражения для определения величины начального напряженного состояния в точках предполагаемого контура тоннеля:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\cos 2\theta;$$
$$\tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\theta, \qquad (13)$$

где σ_1 – минимальные главные напряжения;



Рис.3. Сравнение результатов трехосных испытаний грунта, полученных с применением шатровой модели Друкера – Прагера и данных лабораторных испытаний

1, 2, 3 – результаты лабораторных трехосных испытаний грунта, соответственно при 50, 200 и 300 кПа; 4, 5, 6 – результаты численного моделирования трехосных испытаний грунта, соответственно при 50, 200 и 300 кПа

σ_3 – максимальные главные напряжения; θ – угол; σ_r – радиальные нормальные напряжения на контуре тоннеля; $\tau_{r\theta}$ – касательные напряжения на контуре тоннеля,

$$\sigma_1 = \gamma Z_c;$$
$$\sigma_3 = K_0 \gamma Z_c; \qquad (14)$$
$$Z_c = Z - R_0 \sin(\theta + 90),$$

где Z_c – расстояние от поверхности земли до контура тоннеля; Z – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля; R_0 – радиус тоннеля; γ – усредненный удельный вес грунта; K_0 – коэффициент бокового распора.

Для того, чтобы смещения контура тоннеля были равны нулю, величина давления на забое и контуре должна быть равна начальному напряженному состоянию массива. Необходимо отметить, что на практике такое условие соблюдается редко.

Для получения реальной величины грунтопригруза, действующего на контур и забой тоннеля, был разработан ряд двухмерных моделей в плоско-деформационной постановке, величина давления грунтопригруза в которых менялась от начального напряженного состояния грунтового массива до нуля (σ/p).

Результаты моделирования показали, что величина осадки земной поверхности и характер мульды оседания зависят от величины грунтопригруза (рис.4) и параметра K_0. Хорошее согласие с результатами натурных наблюдений получено при соотношении σ/p = 0,85-0,95. Если значение σ/p меньше 0,1, то наблюдаются значительные пластические деформации в окрестности тоннеля, что приводит к увеличению осадки земной поверхности. Когда тоннель находится в незакрепленном состоянии, его устойчивость не обеспечивается. Начальное напряженное состояние влияет на максимальную величину осадки над центром тоннеля, а также характер осадки земной поверхности в поперечном и продольном направлениях. Чем больше значение K_0, тем меньше величина осадки земной поверхности и тем более пологая мульда оседания. С уменьшением K_0 наблюдается обратная картина.

На основе объемной модели изучено влияние защитной стены из буронабивных свай, расположенной между тоннелем и собором, на характер и величину осадки земной поверхности. Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод, что наличие защитной стены уменьшает осадку земной поверхности. При этом получена зависимость изменения осадки земной поверхности от трения свай о грунт. Чем ниже трение поверхности сваи о грунт, тем выше величина осадки. Особенно ярко увеличение осадки поверхности проявляется со стороны тоннеля. Увеличение смещений со стороны собора проявляется не так заметно. На диаграмме (рис.5) представлены осадки земной поверхности в поперечном направлении при соотношении σ/p = 0,7. С увеличением давления грунтопригруза положительный эффект от установки защитной стены из буронабивных свай нивелируется. Результаты

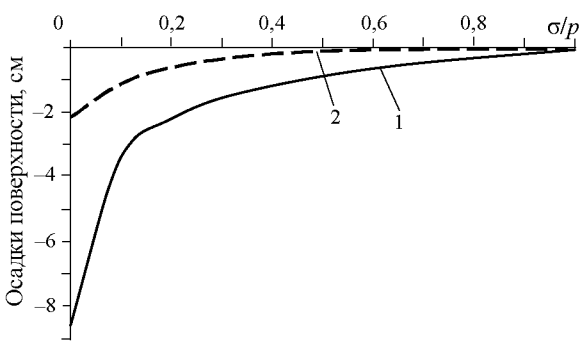


Рис.4. Влияние грунтопригруза на величину осадки земной поверхности

1 – над продольной осью тоннеля;
2 – на расстоянии 11 м от продольной оси тоннеля

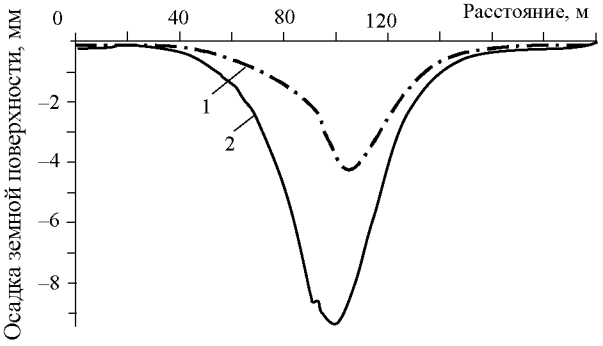


Рис.5. Осадка земной поверхности в поперечном направлении (σ/p = 0,7)

1 – строительство тоннеля осуществляется под защитой стены из буросекущихся свай; 2 – стена из буросекущихся свай отсутствует

формирования напряженного состояния обделки железнодорожного тоннеля представлены в работе [1].

В заключение можно отметить, что согласно результатам численного моделирования для рассматриваемых условий строительства тоннеля получена максимальная осадка земной поверхности над его продольной осью 2,5-4 мм на участке строительства под защитой стены из буронабивных свай и 4-6 мм на протяженном участке строительства тоннеля. Данные получены при значении $K_0 = 0,6$ и величине пригруза 0,9-9,5 от величины начального поля напряжения. Результаты хорошо согласуются с результатами натурных наблюдений (1-5 мм) за осадкой земной поверхности.

Работа выполнена на основании государственного контракта № П1127 от 2 июня 2010 г. по Федеральной целевой программе «Научные и научно-педагогические кадры инновационной России» на 2009-2013 гг., в рамках реализации мероприятия № 1.1.2.2. Проведение научных исследований научными группами под руководством кандидатов наук. Наименование проекта: «Геомеханическое обоснование способов повышения устойчивости тоннелей различного назначения, пройденных в тектонически нарушенных массивах».

ЛИТЕРАТУРА

1. *Карасев М.А.* Напряженное состояние обделки транспортного тоннеля при ведении проходческих работ вблизи существующих сооружений // Освоение минеральных ресурсов Севера: проблемы и решения: 9-я Международная научно-практическая конференция. Воркута, 2011.

2. *Карасев М.А.* Численное моделирование строительства железнодорожного тоннеля щитовым комплексом в условиях плотной городской застройки // Известия Тульского государственного университета. Науки о земле. Тула, 2011.

3. *O'Reilly M.P., New B.* Settlement above tunnels in the United Kingdom- their magnitude and prediction. In: Proc. Int. Symposium Tunnelling '82, London, 7-11 June. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1982.

4. Experts report № 2. High Speed Railway AVE Tunnel, Section Sants-Sagrera. Evolution of TBM Advance and Measures for Increase of Safety Margins in Vicinity of World Heritage Property «Works of Gaudi». Barcelona, 2010.

5. *Peck R.B.* Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proc. 7th ICSMFE, State-of-the-art Volume, Mexico City. Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1969.

REFERENCES

1. *Karasev M.A.* Tunnel construction in the urban area and lining stress state // Development of North resources and the solution of the proplems. 9-th international scientific conference. Vorkuta, 2011.

2. *Karasev M.A.* Numerical modeling of railroad tunnel TBM construction in the urban area // Proceeding of Tula State University. Earth Science. Tula, 2011.

3. *O'Reilly M.P., New B.* Settlement above tunnels in the United Kingdom- their magnitude and prediction. In: Proc. Int. Symposium Tunnelling '82, London, 7-11 June. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1982.

4. Experts report № 2. High Speed Railway AVE Tunnel, Section Sants-Sagrera. Evolution of TBM Advance and Measures for Increase of Safety Margins in Vicinity of World Heritage Property «Works of Gaudi». Barcelona, 2010.

5. *Peck R.B.* Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proc. 7th ICSMFE, State-of-the-art Volume, Mexico City. Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1969.