

УДК 625.42 : 624.042.7

А. Е. ЕЛЕУОВА, Н. М. МАХМЕТОВА, В. Г. СОЛОНЕНКО, С. Е. БЕКЖАНОВА
Казахская академия транспорта и коммуникаций им. М. Тынышпаева,
Алматы, Казахстан

РАСЧЕТ СЕЙСМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ТРЕХСВОДЧАТОЙ СТАНЦИИ МЕТРОПОЛИТЕНА

Исследуется трехмерное напряженно-деформированное состояние обделок трехсводчатой станции при сейсмических воздействиях интенсивностью 9 баллов по шкале MSK на основе метода конечных элементов в сочетании с методом разложения перемещений по формам собственных колебаний. Разработаны методы расчета и программные комплексы для изучения напряженно-деформированного состояния системы «обделка – грунт» с учетом инженерно-геологических и сейсмических условий площадки строительства. Установлены закономерности распределения перемещений и напряжений в обделках станции под действием сейсмических нагрузок, позволяющие установить прочность обделок для восприятия нагрузок от горного давления и их несущую способность. Выработаны рекомендации по подбору площади армирования в целях обеспечения надежности элементов конструкций станции, снижения величин напряжений на контуре тоннелей станции и увеличения жесткости обделок. Достоверность полученных результатов обосновывается использованием математического моделирования, апробированных комплексов программ и удовлетворительной сходимостью результатов численных и теоретических исследований.

Ключевые слова: транспортное сооружение, сейсмические нагрузки, напряженно-деформированное состояние.

В условиях строительства станции метрополитена в зоне возможных 9–10-балльных землетрясений требуются научно обоснованные рекомендации для обеспечения сейсмостойкости. Создание надежных методов расчета устойчивости подземных транспортных сооружений в сложных грунтовых условиях под действием сейсмических нагрузок было и остается актуальной задачей теории сейсмостойкости подземных сооружений.

Практическое осуществление расчетов транспортных подземных сооружений на воздействие сейсмических нагрузок представляет сложную задачу динамики подземных сооружений [1, 2]. Невозможно получить аналитическое решение подобных задач, поэтому привлекаются численные методы конечно-элементного анализа.

Уравнения динамического равновесия системы «обделка–грунт» конечных элементов в момент времени t записываются в виде [3]

$$[M] \{\ddot{U}(t)\} + [C] \{\dot{U}(t)\} + [K] \{U(t)\} = \{R(t)\}, \quad (1)$$

где $[M]$, $[C]$, $[K]$ – матрицы масс, вязких сопротивлений и жесткости соответственно; $\{U(t)\}$, $\{R(t)\}$ – зависящие от времени вектора узловых перемещений и внешних сил соответственно.

Решение системы дифференциальных уравнений (1) можно получить с помощью стандартных процедур. Однако такие процедуры неэффективны при больших порядках системы. Поэтому естественно обращаться к способам решения, имеющим механические основы. Таким эффективным методом является метод разложения перемещений по формам собственных колебаний.

Разложение по формам собственных колебаний сводится к преобразованию перемещений узлов конечных элементов, с тем чтобы привести уравнения динамического равновесия (1) к более удобной для интегрирования форме. Используется следующее преобразование перемещения:

$$\{U(t)\} = [P]\{X(t)\}, \quad (2)$$

где $[P]$ – квадратная матрица; $\{X(t)\}$ – вектор порядка n , зависящий от времени.

Матрица преобразования $[P]$ неизвестна, и ее необходимо найти. Компоненты вектора $\{X(t)\}$ – представляют собой обобщенные перемещения.

Подставляя (2) в (1) и умножая слева на $[P]^T$, получаем

$$[P]^T [M] [P] \{\ddot{X}(t)\} + [P]^T [C] [P] \{\dot{X}(t)\} + [P]^T [K] [P] \{X(t)\} = [P]^T \{R(t)\}. \quad (3)$$

Так как собственные векторы и $[M]$ – ортогональны, будем иметь

$$[P]^T [K] [P] = [\Omega^2]; \quad [P]^T [M] [P] = [I], \quad (4)$$

где $[P]$ – матрица, состоящая из столбцов – векторов $\{\varphi_i\}$; $[\Omega^2]$ – диагональная матрица

$$[P] = [\{\varphi_1\}, \{\varphi_2\}, \dots, \{\varphi_n\}], \quad [\Omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \omega_2^2 & \\ & & \omega_n^2 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Здесь ω_i – собственные частоты системы.

Используя соотношение (4), получаем систему уравнений равновесия для обобщенных перемещений

$$\{\ddot{X}(t)\} + [P]^T [C] [P] \{\dot{X}(t)\} + [\Omega^2] \{X(t)\} = [P]^T \{R(t)\}. \quad (6)$$

Общий вид уравнений равновесия (6) системы конечных элементов в базисе собственных векторов $\{\varphi_i\}$, $i = 1, 2, \dots, n$ показывает, что если не учитывать демпфирование, уравнения равновесия разделяются, и временное интегрирование может быть проведено для каждого уравнения в отдельности. Метод разложения по собственным формам особенно эффективен, если

можно предположить демпфирование пропорциональным, что выражается соотношением [4, 5]

$$\{\varphi_i\}^T [C] \{\varphi_j\} = 2\omega_i \xi_i \delta_{ij}, \quad (7)$$

где ξ_i – коэффициенты демпфирования i -й формы колебаний; δ_{ij} – символ Кронекера.

Следовательно, при использовании уравнение (7) и предположении, что собственные векторы $\{\varphi_i\}$, а также $[C]$ ортогональны, система уравнений (6) разделяется на n уравнений вида

$$\{\ddot{X}(t)\} + 2\omega_i \xi_i \{\dot{X}(t)\} + \omega_i^2 \{X(t)\} = [P]^T \{r_i(t)\}. \quad (8)$$

где $\{r_i(t)\} = \{\varphi_i\}^T \{R(t)\}$.

Решение каждого уравнения (8) можно осуществить путем использования интеграла Дюамеля:

$$x_i(t) = \frac{1}{\omega_i} \int_0^t r_i(\tau) \exp(-\xi_i \omega_i (t-\tau)) \sin(\bar{\omega}_i (t-\tau)) d\tau, \quad (9)$$

где $\bar{\omega}_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$.

Пусть система совершает колебательный процесс под действием инерционных сил

$$\{R(t)\} = -[M] \{\ddot{U}_0(t)\}, \quad (10)$$

где $\{\ddot{U}_0(t)\} = [A] \{\ddot{a}_0(t)\}$; $\{\ddot{a}_0(t)\}$ – акселерограмма землетрясения, $[A]$ – вектор направляющих косинусов углов между направлением падения сейсмической волны с координатными осями.

Задача состоит в определении напряженно-деформированного состояния элементов конструкций обделок трехмерной станции при сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов по шкале MSK. Расчёты на сейсмическое воздействие выполнялись с использованием двухкомпонентной расчётной акселерограммы, действующей на глубине $h = 59,0$ м и включающей горизонтальную поперечную и вертикальную компоненты. Продолжительность акселерограммы 20 с, число точек – 2000, шаг оцифровки – 0,01 с. Масштабирование компонент выполнено так, чтобы пиковые значения ускорений составляли $1,0 \text{ м/с}^2 (\approx 0,1 \text{ g})$. Было учтено 160 собственных форм. Затухание по каждой из форм принималось равным 10 % от критического.

Методом разложения по формам собственных колебаний выполнены расчёты системы «обделка – грунт» на сейсмическое воздействие. При этом учитывалось одновременное действие горизонтальной, поперечной и вертикальной компонент исходной расчётной акселерограммы, заданной на глубине $h = 59,0$ м и вызывающей на дневной поверхности грунта колебания, соответствующие интенсивности землетрясения 9 баллов.

Для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций обделок трехмерной станции метрополитена в целом при сейсмическом воздействии выбран момент времени $t^* = 8,72$ с, которому соответствуют экстремальные значения растягивающих напряжений. На рисунке 1 приведено распределение горизонтальных перемещений для обделок трехсводчатой станции. Максимальные горизонтальные перемещения достигают величины $u_x = 5,9$ мм в верхнем своде центрального тоннеля.

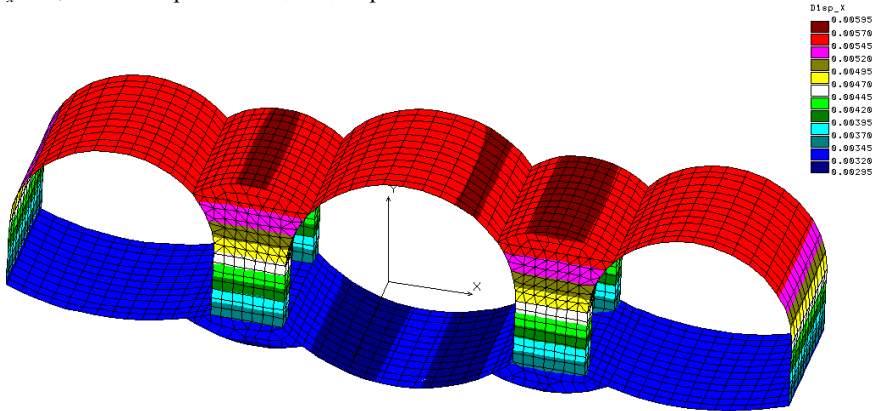


Рисунок 1 – Распределение горизонтальных перемещений (м) в обделках

На рисунке 2 показано распределение вертикальных перемещений для обделок трехсводчатой станции. Вертикальные смещения конструкции u_y находятся в пределах 1,0 мм.

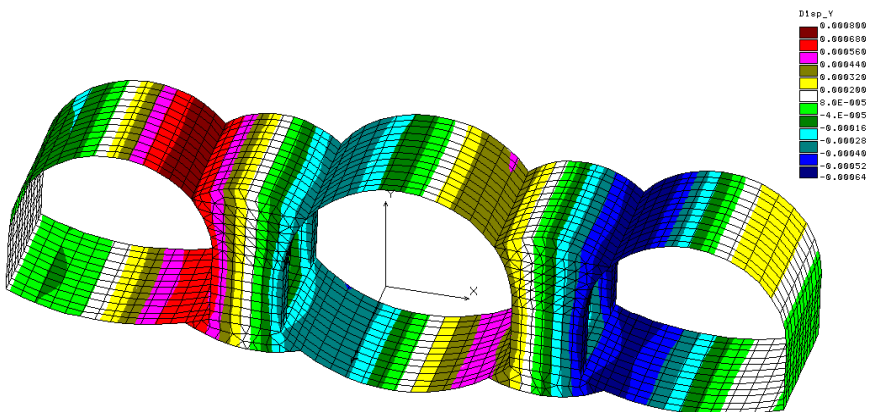


Рисунок 2 – Распределение вертикальных перемещений (м) в обделках

На рисунке 3 даны напряжения на внутренней поверхности обделок трехсводчатой станции. Максимальные растягивающие напряжения достигают величин $\sigma_{\max}^p = 3,7$ МПа и наблюдаются в зонах примыкания нижних и верхних сводов тоннелей к пилонам. Наибольшие сжимающие напряжения возникают в симметрично расположенных зонах и составляют $\sigma_{\max}^{сж} = 4,1$ МПа.

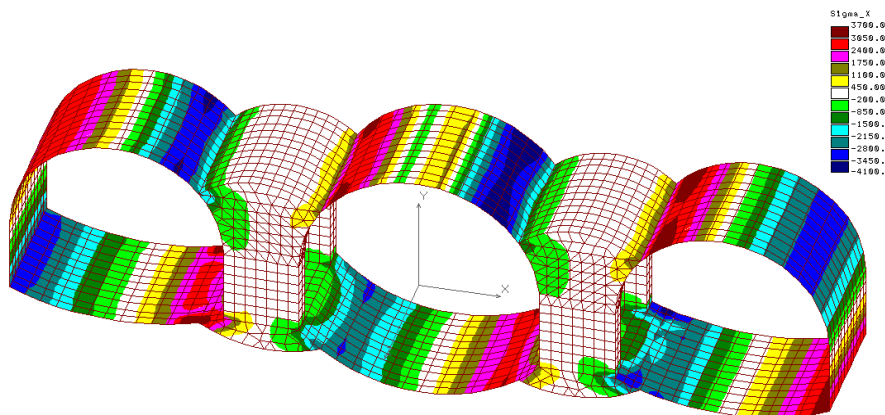


Рисунок 3 – Распределение осевых горизонтальных (соответствующих оси x) напряжений (кПа) на внутренней поверхности обделок

На рисунке 4 показаны напряжения на внешней поверхности обделок (на контакте со слоем набрызг-бетона). Максимальные растягивающие напряжения достигают $\sigma_{\max}^p = 3,37$ МПа, а наибольшие сжимающие напряжения – $\sigma_{\max}^{сж} = 4,1$ МПа. Указанные напряжения действуют на ограниченных участках. На большей части поверхности обделок значения растягивающих и сжимающих напряжений не превосходят 1,0 МПа.

На рисунке 5 дано распределение осевых вертикальных (соответствующих оси y) сейсмических напряжений в пилонах. Величины растягивающих напряжений не превышают $\sigma_{\max}^p = 4,5$ МПа, а сжимающих – $\sigma_{\max}^{сж} = 5,1$ МПа. Указанные величины напряжений наблюдаются в ограниченных участках нижних зон пилонов. Этим зонам следует уделить особое внимание при подборе армирования.

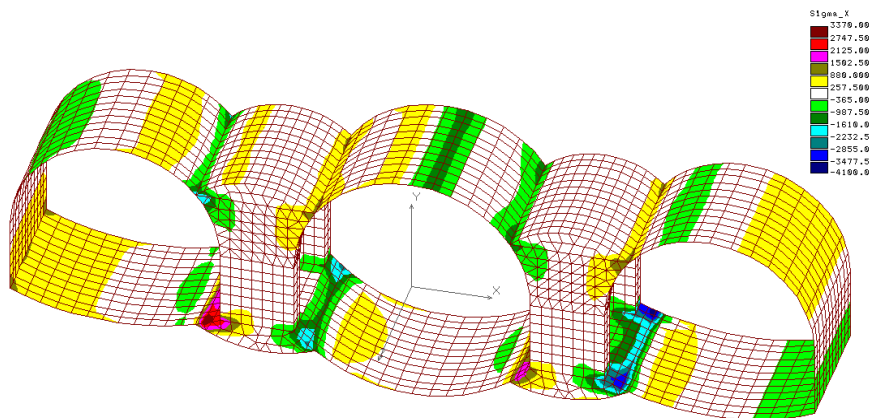


Рисунок 4 – Распределение осевых горизонтальных напряжений (кПа) на внешней поверхности обделки

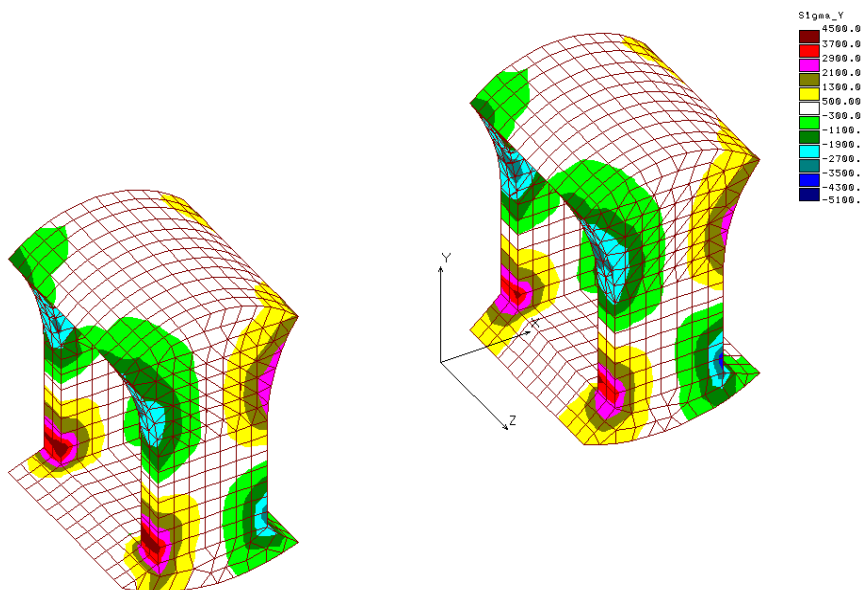


Рисунок 5 – Распределение нормальных вертикальных напряжений (кПа) в пилонах

Таким образом, при анализе результатов многовариантного численного эксперимента установлено, что сейсмические напряжения составляют не более 30–35 % от напряжений, возникающих при постоянных нагрузках. В зонах, где величины растягивающих и сжимающих напряжений достигают

максимальных значений, необходимо выполнить усиленное армирование в целях обеспечения несущей способности элементов конструкций обделок станционных тоннелей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 Seismic design and analysis of underground structures / Y. M. A. Hashash [et al.] // Tunnelling and Underground Space Technology. – 2001. – Vol. 16, Is. 4. – P. 247–293.

2 Singh, M. Seismic response of metro underground tunnels / M. Singh, M. N. Viladkar, N. K. Samadhiya // International Journal of Geotechnical Engineering. – 2017. – Vol. 11, Is.2. – P. 175–185.

3 Клаф, Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М. : Стройиздат, 1979. – 320 с.

4 Махметова, Н. М. Сейсмонапряженное состояние анизотропного массива с трехмерным подземным транспортным сооружением / Н. М. Махметова, А. М. Малбакова // Инновационные технологии в развитии транспортно-коммуникационного комплекса Казахстана : материалы XXXV междунар. науч.-практ. конф. – Алматы : КазАТК, 2015. – С. 155–159.

5 Махметова, Н. М. Метод конечных элементов в задачах транспортного строительства / Н. М. Махметова, В. Г. Солоненко. – Алматы : КазАТК, 2013. – 438 с.

*A. E. ELEUOVA, N. M. MAKHMETOVA, V. G. SOLONENKO, S. E. BEKZHANOVA
Kazakh Academy of Transport and Communications named after M. Tynyshtayev,
Almaty, Kazakhstan*

CALCULATION OF THE SEISMIC STRESSED STATE OF THE SPATIAL THREE-VAULTED METRO STATION

The three-dimensional stress-strain state of a three-vaulted station lining under seismic actions of the MSK scale 9 points intensity is investigated on the basis of the finite element method in combination with the method of displacements decomposition by the natural oscillations modes. There were worked out the calculation methods and software complexes for studying the stress-strain state of the "lining-ground" system taking into account the engineering-geological and seismic conditions of the construction site. There were obtained the regularities in the distribution of displacements and stresses in the station lining under the action of seismic loads, which made it possible to establish the strength of the lining for the perception of loads from rock pressure and its bearing capacity. The recommendations were made for the selection of the reinforcement area in order to ensure the reliability of the elements of the station's structures, reducing the stresses on the tunnel contour of the station and increasing the rigidity of the lining. The reliability of the obtained results is justified by the use of mathematical modeling, the approved program complexes and satisfactory convergence of the results of numerical and theoretical studies.

Получено 13.02.2018