

В.И. ТРАВУШ¹, В.С. ФЕДОРОВ², О.А. МАКОВЕЦКИЙ²¹Институт ГОРПРОЕКТ, г. Москва, Россия²ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта» (РУТ-МИИТ), Москва, Россия

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ СПЛОШНОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО СТРУКТУРНОГО ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МАССИВА - РАЗДЕЛИТЕЛЬНОГО ЭКРАНА

Аннотация. В современной ситуации развития подземного пространства городов основной задачей становится обеспечение безопасности и сохранение нормального режима эксплуатации как строящегося здания, так и существующих зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния нового строительства. В статье рассматривается конструкция разделительного экрана в виде сплошного вертикального геотехнического массива, выполненного из грунтобетонных элементов. Проведен анализ существующих аналитических и численных методов статического расчета таких конструкций. Предлагается расчетная модель конструкции экрана в виде пластины, свободно лежащей на двухпараметрическом упругом основании и находящейся под воздействием распределенной произвольной нагрузки. Выполнено расчетное моделирование работы разделительного экрана на стадии эксплуатации здания. Определены основные факторы, влияющие на распределение внутренних усилий в конструкции экрана.

Ключевые слова: геотехнический массив; грунтобетонный элемент; давление грунта; горизонтальное перемещение; двухпараметрическое грунтовое основание.

V.I. TRAVUSH¹, V.S. FEDOROV², O.A. MAKOVETSKIY²¹GORPROEKT Institute, Moscow, Russia²Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

MODELING THE BEHAVIOR OF A CONTINUOUS VERTICAL STRUCTURAL GEOTECHNICAL SOLID - A DIVIDING SCREEN

Abstract. In the current situation of development of the underground space of cities, the main task is to ensure safety and maintain the normal operation of both the building under construction and existing buildings and structures located in the zone of influence of new construction. The article considers the design of the dividing screen in the form of a continuous vertical geotechnical solid, made of jet-grouting elements. The analysis of existing analytical and numerical methods of static calculation of such structures is carried out. A computational model of the screen structure in the form of a plate lying freely on a two-parameter elastic base and being under the influence of a distributed arbitrary load is proposed. The calculated simulation of the dividing screen operation at the stage of building operation is performed. The main factors influencing the distribution of internal forces in the screen design are determined.

Keywords: geotechnical solid; jet-grouting element; soil pressure; horizontal displacement; two-parameter soil base.

1. Введение

Геотехнический массив - это слой грунта с модифицированными свойствами, создаваемый для улучшения условий работы подземной части здания или сооружения, предотвращающий или ограничивающий распространение некоего воздействия на среду [1-3]. Наиболее эффективный метод использования геотехнического массива - это создание слоя с заданными свойствами и физико-механическими характеристиками. Модификация свойств грунта может достигаться различными методами, исследуемый в данной работе - струйная цементация грунта [4,5]. Основное преимущество исследуемой технологии перед другими, применяемыми для устройства геотехнических массивов - это отсутствие ударных и динамических воздействий при производстве работ, следовательно возможность производства работ в плотной городской застройке.

В условиях плотной городской застройки вокруг строящейся подземной части здания выполняется конструкция сплошного вертикального структурного геотехнического массива, которая на период строительства выполняет роль ограждения котлована, воспринимая горизонтальное давление грунта, гидростатическое давление воды и нагрузки на бортах котлована и обеспечивая сохранность зданий окружающей застройки.

Конструкция выполняется из одного ряда секущихся грунтобетонных свай (например диаметром 800 мм с шагом 750 мм) или с расположением свай меньшего диаметра в два ряда в шахматном порядке (рисунок 1).

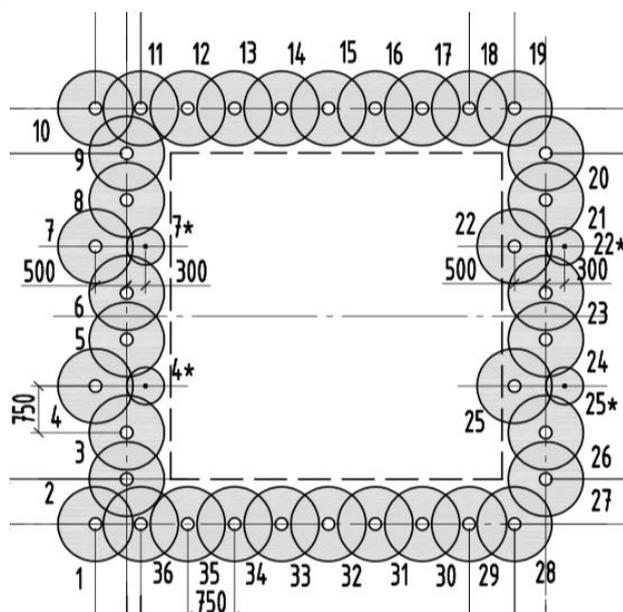


Рисунок 1- Конструкция сплошного вертикального структурного геотехнического массива

В период эксплуатации здания, эта конструкция выполняет роль разделительного экрана, ограничивая воздействие на существующие здания и сооружения и обеспечивая при этом сохранность внутреннего подземного пространства здания.

2. Анализ методов расчета гибких вертикальных геотехнических массивов

При расчетах гибких подпорных стен применяются аналитические методы на основе теории предельного равновесия и численные методы (например, с применением процедуры метода конечных элементов, используя нелинейные модели сплошных сред или нелинейные контактные модели, выбираемые в зависимости от типа грунтов и конструктивных особенностей сооружения. Именно расчетный метод или расчетная модель, которые позволяют оценить поведение вертикального геотехнического массива, при тех или иных исходных данных, в большей степени определяет ход решения задачи.

Аналитические методы расчета разрабатывались на протяжении более 100 лет российскими и зарубежными учеными [6-8]. В соответствии с требованиями российских норм при использовании для расчетов гибких подпорных стен аналитических методов теории предельного равновесия рекомендуется принять следующие схемы расчета: схема свободного опирания стены (схема Э.К. Якоби); схема заделанной стены (схема Блюма-Ломейера); метод местных упругих деформаций (метод коэффициента постели).

Численное моделирование конструкции под нагрузкой имеет важные преимущества: оно стремится к физическому правдоподобию и это позволяет использовать модель для исследований эксплуатационной надежности, что может предоставить довольно реальную информацию о деформациях, которые также связаны с исследуемыми задачами окончательного предельного состояния (ОПС) [9]. Опыт расчетов стен глубоких котлованов

с применением численных методов, реализованных в геотехнических программных комплексах, изложен в работах [10-14].

3. Расчетная модель сплошного вертикального геотехнического массива

При проектировании сплошного вертикального геотехнического массива предлагаемое аналитическое решение будем рассматривать как базовое, по отношению к численным методам расчета, определяющее достоверность полученных результатов.

Как правило, тонкую подпорную стенку рассматривают как статически определимую балку, имеющую опору в основании и находящуюся в статическом равновесии вследствие уравновешенного активного и пассивного давлений грунта. Задача расчета состоит в определении глубины анкеровки и жесткости сечения.

Такое упрощение статической схемы при моделировании вертикального массива дает неадекватное представление о действительной работе сооружения. О наличии резервов прочности говорит то, что зафиксированная несущая способность массива на ряде экспериментальных площадок значительно превосходила теоретическую, а в практике эксплуатации таких сооружений не отмечено развитие непроектных деформаций даже под нагрузками, превышающими проектные.

Поэтому в предлагаемой расчетной модели вертикальный массив рассматривается как пластина, свободно лежащая на двухпараметрическом упругом основании и находящаяся под воздействием распределенной произвольной нагрузки $q(x, y)$. Грунтовое основание принято в виде двухпараметрической модели П.Л. Пастернака [15]: c_1 - коэффициент сжатия, связывающий интенсивность вертикального отпора упругого основания (грунта) с его осадкой, Н/м³; c_2 - независимый от c_1 коэффициент сдвига, связывающий интенсивность вертикальной силы сдвига и производную перемещения в соответствующем направлении, Н/м. Алгоритм приближенного решения в рядах для определения прогиба прямоугольной пластины на двухпараметрическом упругом основании предложен в работе [16].

Дифференциальное уравнение изгиба пластины имеет вид:

$$D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2D_3 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + c_1 w - c_2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = q(x, y) \quad (1)$$

где $D = Eh^3/(12(1 - \mu^2))$ - цилиндрическая жесткость пластины; E, μ - упругие характеристики материала пластины; h - толщина сечения материала пластины.

Функцию прогибов, по обобщенному алгоритму Власова – Канторовича запишем в виде двойного ряда:

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^N \sum_{n=1}^N w_{mn} X_m(x) Y_n(y) \quad (2)$$

где w_{mn} – коэффициенты ряда; $X_m(x) Y_n(y)$ – фундаментальные балочные функции, задаваемые в зависимости от краевых условий.

Требуемые балочные функции определяются решениями уравнения поперечных колебаний балки:

$$\frac{d^4 X(x)}{dx^4} - \alpha^4 X(x) = 0 \quad (3)$$

где α - параметр, определяемый частотой собственных колебаний балки.

При приложении к пластине, свободно лежащей на упругом двухпараметрическом основании распределенной нагрузки, по периметру возникают погонные поперечные силы переменной интенсивности, определяемой величиной перемещения точки контура.

В этом случае краевые условия для балочных функций можно представить в виде:

$$\begin{cases} kX(0) = -D \frac{\partial^3 X(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0}, kX(l) = -D \frac{\partial^3 X(l)}{\partial x^3} \Big|_{x=l}; \\ \frac{\partial^2 X(x)}{\partial x^2} \Big|_{x=0} = 0, \frac{\partial^2 X(l)}{\partial x^2} \Big|_{x=l} = 0. \end{cases} \quad (4)$$

Общее выражение для балочной функции имеет вид:

$$X_i(x) = \frac{1}{2} [(1 - \psi)sh \alpha x - [(1 + \psi)]sin \alpha x - \beta(ch \alpha x + cos \alpha x)], i \geq 1 \quad (5)$$

где

$$\psi = -\frac{sh\lambda + sin\lambda - \beta(ch\lambda - cos \lambda)}{sh\lambda - sin\lambda}; \lambda = \alpha l; \beta = D \frac{\alpha^3}{k}; k = \sqrt{c_1 c_2} \quad (6)$$

Для поиска коэффициентов ряда w_{mn} используется метод Галеркина и в этом случае выражение (2) получает вид:

$$\begin{aligned} w_{ij} [D_1 c_{ii} d_{jj} + 2D_3 b_{ii} e_{jj} + D_2 a_{ii} f_{jj} + c_1 a_{ii} d_{jj} - c_2 (b_{ii} d_{jj} + a_{ii} e_{jj})] \\ = - \int_0^a \int_0^b q(x, y) X_i(x) Y_j(y) dx dy \end{aligned} \quad (7)$$

При заданных геометрических параметрах пластины и упругого основания, коэффициенты в левой части уравнения являются постоянными и значение коэффициентов ряда определяются законом приложения распределенной нагрузки $q(x, y)$. Интеграл правой части вычисляется либо аналитические, либо численно, в зависимости от сложности функции нагрузки $q(x, y)$. Используя найденные коэффициенты и выражение (2) можно определить значение прогибов в любой точке (x, y) . В этом случае выражение (2) принимает вид:

$$\begin{aligned} w(x, y) = \sum_{i=11}^{N_x} \sum_{j=11}^{N_y} w_{i,j} \left(\frac{\beta_1}{2} (sin \alpha_1 x - cos \alpha_1 x) - sin \alpha_1 x \right) \times \\ \times \left(\frac{\beta_2}{2} (sin \alpha_2 y - cos \alpha_2 y) - sin \alpha_2 y \right) \end{aligned} \quad (8)$$

Усилия в сечении пластины определяем исходя из выражения:

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right); M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad (9)$$

4. Пример расчетного моделирования сплошного вертикального массива

Выполним моделирование вертикального геотехнического массива в виде квадратной пластины с размерами $b = 10,0$ м, $h = 10,0$ м и толщиной $d = 0,6$ м. Материал пластины - грунтбетон (модуль деформации $E = 200$ МПа; коэффициент Пуассона $\mu = 0,35$). Грунтовое основание задано коэффициентами пропорциональности $C_1 = 200$ т/м³; $C_2 = 2000$ т/м. К поверхности пластины приложена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q(x, y) = 20$ т/м², на площадке ограниченной координатами (x, y) : (1.0, 3.0; 9.0, 3.0; 1.0, 9.0; 9.0, 9.0) (рисунок 2).

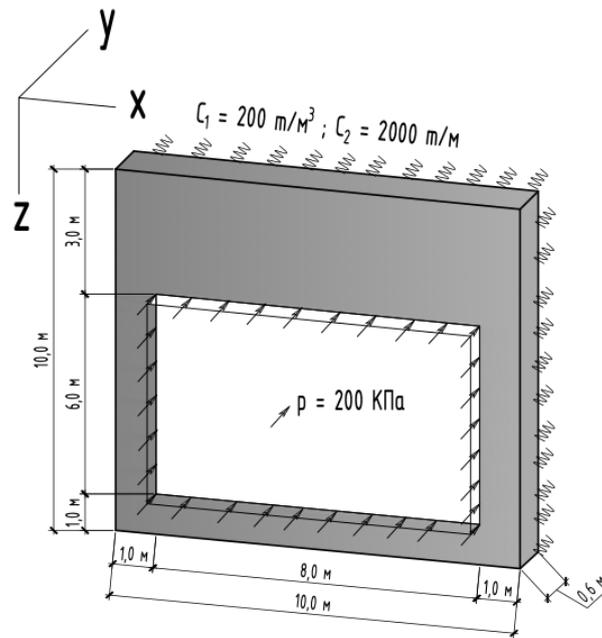


Рисунок 2 - Расчетная схема вертикального геотехнического массива

Такая схема работы вертикального геотехнического массива характерна для стадии эксплуатации надземной части здания. Значение горизонтальных перемещений и усилий в сечениях пластины определяем в характерных точках с шагом координат 1,0 м. Также выполним оценку влияния изменения упругих характеристик материала (модуль деформации $E=200,300,400 \text{ МПа}$;) и деформационных характеристик основания (коэффициенты пропорциональности $C_1 = 200,250,300 \text{ т/м}^3$; $C_2 = 2000,2500,3000 \text{ т/м}$) на развитие горизонтальных прогибов и изгибающих моментов в вертикальном сечении пластины, проходящем через ее центр. Результаты определения горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в сечениях пластины приведены в виде графиков на рисунках 3 - 5.

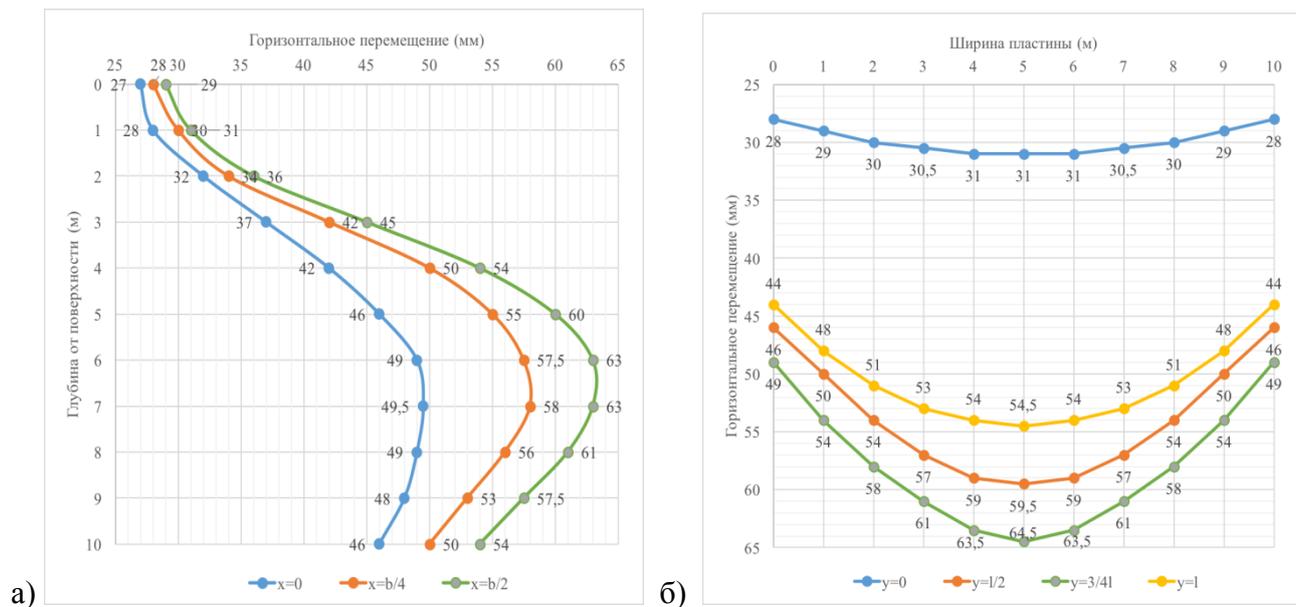


Рисунок 3 - Графики изменения горизонтальных перемещений в вертикальных (а) и горизонтальных (б) сечениях пластины (модуль деформации грунтобетона $E = 200 \text{ МПа}$; коэффициент упругого основания $C_1 = 200 \text{ т/м}^3$)

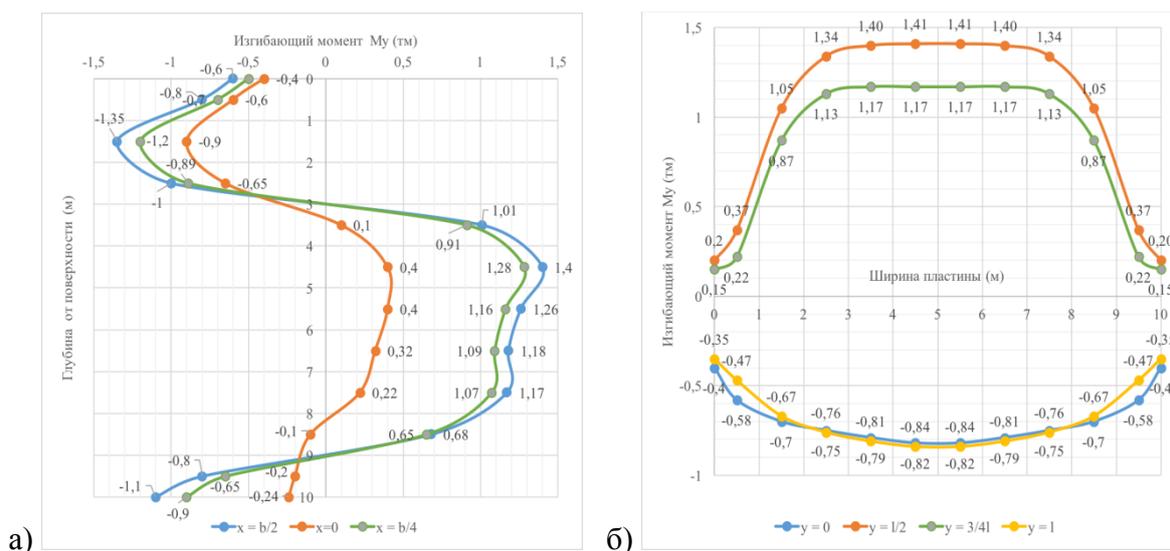


Рисунок 4 - Графики распределения изгибающего момента M_y (т.м) в вертикальных (а) и горизонтальных (б) сечениях пластины (модуль деформации грунтобетона $E = 200$ МПа; коэффициент упругого основания $C_1 = 200$ т/м³)

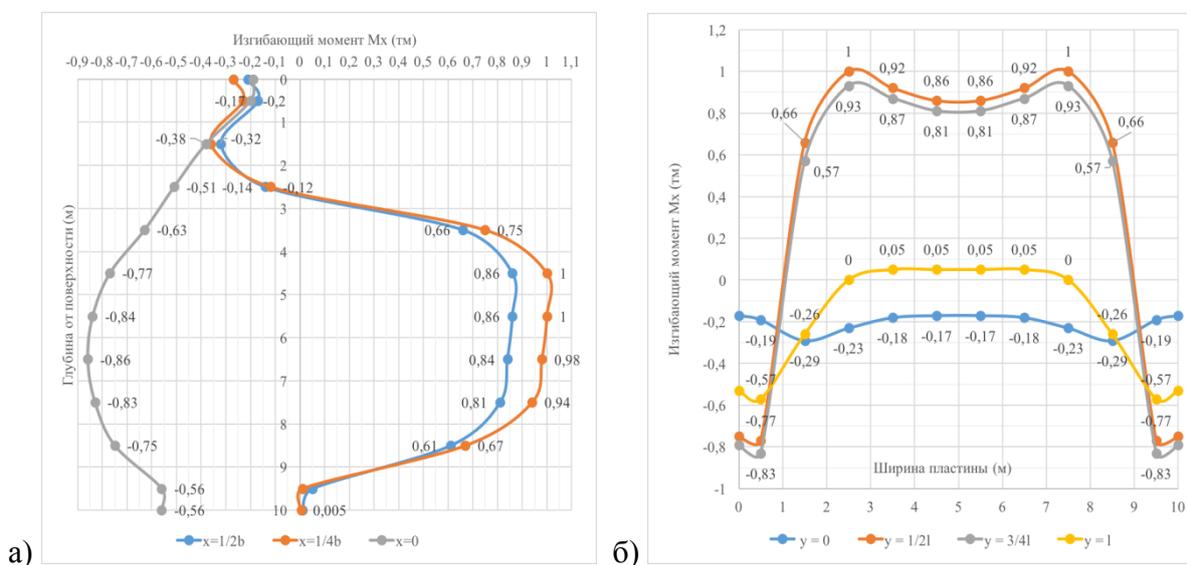


Рисунок 5 - Графики распределения изгибающего момента M_x (т.м) в вертикальных (а) и горизонтальных (б) сечениях пластины (модуль деформации грунтобетона $E = 200$ МПа; коэффициент упругого основания $C_1 = 200$ т/м³)

5. Анализ результатов моделирования

Рассмотрение полученных результатов позволяет выделить следующие закономерности в развитии горизонтальных перемещений массива: качественная картина распределения горизонтальных перемещений достаточно сильно отличается от получаемой при классической расчетной схеме в плоской постановке. Величина перемещений в вертикальных сечениях в краевой зоне пластины на 21...28 % меньше на аналогичных глубинах по сравнению с центральной зоной. При пропорциональном увеличении коэффициента сжатия основания C_1 происходит нелинейное уменьшение абсолютной величины горизонтальных перемещений. Изменение жесткости пластины на величину перемещений практически не сказывается. Нарастание абсолютной величины горизонтальных перемещений (40...60 мм) происходит до глубины 6...7 метров (центр площадки приложения нагрузки), затем происходит его снижение. Скорость изменения величины перемещений максимальна (6...9 мм/м) в краевой зоне площадки приложения

нагрузки при минимальных значениях коэффициента пропорциональности C_1 . С увеличением коэффициента пропорциональности C_1 градиент скорости изменения горизонтальных перемещений снижается. Таким образом на развитие горизонтальных перемещений пластины наиболее сильное влияние оказывает изменение коэффициента пропорциональности основания.

Внутренние усилия в сечении пластины: Распределение изгибающих моментов M_y в вертикальных сечениях пластины имеет совпадающий качественный закон, и отличается в краевой зоне от центральной части только абсолютной величиной. Распределение изгибающих моментов M_x в вертикальной плоскости пластины имеет два характерных сечения на расстоянии $\frac{1}{4} b$ от краев пластины с максимальным значением величины изгибающего момента. Абсолютное значение изгибающего момента M_y во всех сечениях пластины превышает абсолютное значение изгибающего момента M_x в 1,35...1,5 раза. Распределение изгибающего момента M_y по глубине пластины имеет два характерных сечения: минимальное значение на глубине $0,15h$ от поверхности (середина ненагруженной зоны пластины) и максимальное значение на глубине $0,45h$ от поверхности. При минимальном значении варьируемых параметров (деформационных характеристик - материала пластины и основания) абсолютные значения минимального и максимального моментов отличаются в пределах 3...4 %, с ростом коэффициента пропорциональности основания C_1 , минимальное значение начинает превышать максимальное на 15...17 %. Увеличение модуля деформации материала пластины приводит к возрастанию абсолютной величины изгибающего момента. При увеличении модуля с 200 до 300 МПа, момент возрастает в 1,35...1,5 раза; при увеличении с 300 до 400 МПа коэффициент возрастания снижается до диапазона 1,2...1,33. Распределение коэффициента возрастания изгибающего момента с глубиной имеет два характерных (экстремальных) сечения на глубине $0,15h$ (совпадает с абсолютным минимумом момента) и $0,575h$ от поверхности.

6. Выводы

Анализ полученных закономерностей показывает, что для моделирования работы вертикального геотехнического массива на стадии возведения и эксплуатации надземной части здания наиболее важным является учет изменения как абсолютных величин, так и градиентов изменения горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в характерных сечениях. Значимым фактором является соотношение деформационных характеристик массива и окружающего его грунта. Влияние этих особенностей необходимо учитывать при постановке пространственной задачи компьютерного моделирования системы вертикальных геотехнических массивов, с учетом изменения геотехнической ситуации во времени.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Вертикальный геотехнический барьер по методу компенсационного нагнетания. М.: 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича. Сбор. науч. тр., 2006. С. 212-221.
2. Маковецкий О.А., Зуев С.С., Селетков С.Ф., Травуш В.И. Устройство системы вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров // Жилищное строительство. 2016. № 9. С. 40-44.
3. Астраханов Б.Н. Тенденции развития технологии устройства ограждения котлованов в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002. №4. С. 4-8.
4. Бройд И.И. Струйная геотехнология. М.: Издательство АСВ, 2004. 448 с.
5. Ильичев В.А., Готман Ю.А., Назаров В.П. Расчетное обоснование использования JET-grouting для снижения дополнительных осадок существующего здания от строительства подземного многофункционального комплекса // Вестник гражданских инженеров. СПбГАСУ. 2009.
6. Бреннеке Л., Ломейер Э. Основания и фундаменты. Гостройиздат, 1933. 372 с.
7. Будин А.Я. Тонкие подпорные стенки. Л.: Стройиздат, 1974 г. 92 с.
8. Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки. Ленинград: Стройиздат, 1970. 112 с.
9. Бондаренко В.М., Федоров В.С. Модели при решении технических задач // Перспективы развития строительного комплекса. 2014. С. 262-267.

10. Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки Москвы // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. №4. С. 17-21.
11. Колыбин И.В., Фурсов А.А. Расчет подземных сооружений с учетом технологии их возведения // Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды конференции. 2000. С. 114-153.
12. Савицкий В.В., Шейнин В.И. Назначение граничных условий при расчетах МКЭ малозаглубленных подземных сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1996. №6. С. 14-17.
13. Simson B., Powrie W. Embedded retaining walls: theory, practice and understanding // Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. V4. Istanbul, 2001. Pp. 2505-2522.
14. Barla M., Barla G., Semeraro F., Aiassa S. Slope stability analysis of an Italian case study with the strength reduction method // Proc. 11th International Conference of the International Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Torino (Italy), 2005. Pp. 473-480.
15. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. М.: Госстройиздат, 1954. 56 с.
16. Большаков А.А. Прямоугольная пластина, упруго опертая по контуру // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая, 2011. Вып. 4(19).

REFERENCES

1. SHulyat'ev O.A., Mozgacheva O.A. Vertikal'nyj geotekhnicheskij bar'er po metodu kompensacionnogo nagnetaniya [Vertical geotechnical barrier by the method of compensatory injection]. M.: 75 let NIIOSP im. N.M. Gersevanova. Sbor. nauch. tr., 2006. Pp.212-221.
2. Makoveckiy O.A., Zuev S.S., Seletkov S.F., Travush V.I. Ustrojstvo sistemy vertikal'nyh i gorizonta'nyh geotekhnicheskikh bar'erov [Design of a system of vertical and horizontal geotechnical barriers] // *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2016. No.9. Pp. 40-44.
3. Astrahanov B.N. Tendencii razvitiya tekhnologii ustrojstva ograzhdeniya kotlovanov v usloviyah plotnoj gorodskoj zastrojki [Trends in the development of pit fencing technology in dense urban development] // *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2002. No.4. Pp.4-8.
4. Brojd I.I. Strujnaya geotekhnologiya [Jet Geotechnology]. M.: Izdatel'stvo ASV, 2004. 448 p.
5. Il'ichev V.A., Gotman YU.A., Nazarov V.P. Raschetnoe obosnovanie ispol'zovaniya JET-grouting dlya snizheniya dopolnitel'nyh osadok sushchestvuyushchego zdaniya ot stroitel'stva podzemnogo mnogofunkcional'nogo kompleksa [Design justification for the use of JET-grouting to reduce the additional sediment of an existing building from the construction of an underground multifunctional complex] // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. SPbGASU, 2009.
6. Brenneke L., Lomejer E. Osnovaniya i fundamenty [Basis and foundations]. Goststrojizdat, 1933. 372 p.
7. Budin A.YA. Tonkie podpornye stenki [Thin retaining walls]. L.: Strojizdat, 1974. 192 p.
8. Rengach V.N. SHpuntovye stenki [Sheet pile walls]. Leningrad: Strojizdat, 1970. 112 p.
9. Bondarenko V.M., Fedorov V.S. Modeli pri reshenii tekhnicheskikh zadach [Models for solving technical problems] // *Perspektivy razvitiya stroitel'nogo kompleksa*. 2014. Pp.262-267
10. Il'ichev V.A., Kononov P.A., Nikiforova N.S. Prognoz deformatsij zdaniy vblizi kotlovanov v usloviyah plotnoj gorodskoj zastrojki Moskvy [Forecast of deformations of buildings near ditches in conditions of dense urban development in Moscow], // *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2004. No.4 pp.17-21.
11. Kolybin I.V., Fursov A.A. Raschet podzemnyh sooruzhenij s uchedom tekhnologii ih vozvedeniya [Calculation of underground structures taking into account the technology of their construction] // *Podzemnoe stroitel'stvo Rossii na rubezhe XXI veka*. Trudy konferencii. 2000. Pp.114-153.
12. Savickij V.V., SHEjnin V.I. Naznachenie granichnyh uslovij pri raschetah MKE malozaclublennyh podzemnyh sooruzhenij [Assignment of boundary conditions for FEM calculations of low-depth underground structures] // *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 1996. No.6. Pp.14-17.
13. Simson B., Powrie W. Embedded retaining walls: theory, practice and understanding // Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. V4. Istanbul, 2001. Pp.2505-2522.
14. Barla M., Barla G., Semeraro F., Aiassa S. Slope stability analysis of an Italian case study with the strength reduction method // Proc. 11th International Conference of the International Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Torino (Italy), 2005. Pp. 473-480.
15. Pasternak P.L. Osnovy novogo metoda rascheta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomoshchi dvuh koefficientov posteli [Fundamentals of a new method for calculating foundations on an elastic Foundation using two bed coefficients]. M.: Gosstrojizdat, 1954. 56 p.
16. Bol'shakov A.A. Pryamougol'naya plastina, uprugoo peretaya po konturu [Rectangular plate, elastically supported along the contour] // *Internet-vestnik VolgGASU*. Ser.: Politematicheskaya, 2011. Vol. 4(19).

Информация об авторах:

Травуш Владимир Ильич

«Институт ГОРПРОЕКТ», Россия, Москва,

Академик РААСН, профессор, доктор технических наук, вице-президент Российской академии архитектуры и строительных наук, главный конструктор - заместитель генерального директора по науке.

E-mail: travush@mail.ru

Федоров Виктор Сергеевич

ФГАБОУ ВО «Российский университет транспорта», Россия, Москва,

Академик РААСН, профессор, доктор технических наук, заведующий кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения».

E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Маковецкий Олег Александрович

ФГАБОУ ВО «Российский университет транспорта», Россия, Москва,

Советник РААСН, доцент, кандидат технических наук, докторант кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения».

E-mail: omakovetskiy@gmail.com

Information about authors:

Travush Vladimir I.

GORPROEKT Institute, Moscow, Russia,

Full Member of the RAASN, Professor, doctor of technical sciences

Vice-President of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences

Chief constructor - Deputy General Director for science.

E-mail: travush@mail.ru

Fedorov Viktor S.

Russian University of Transport (МИТ), Moscow, Russia

Full Member of the RAASN, Professor, doctor of technical sciences,

Chief of the Department «Building structures, buildings and construction».

E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Makovetskiy Oleg A.

Russian University of Transport (МИТ), Moscow, Russia,

Advisor RAASN, Associate Professor, candidate of technical sciences,

doctoral student of the Department " Building structures, buildings and construction».

E-mail: omakovetskiy@gmail.com