

ПРОГНОЗ ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СТАНЦИОННЫХ КОМПЛЕКСОВ МЕТРОПОЛИТЕНОВ

Карасев М.А., к.т.н., доцент

Национальный минерально-сырьевой университет "Горный", Санкт-Петербург, Российская Федерация

Достоверный прогноз деформаций породного массива в окрестности полузаглубленных сооружений возможен только с учетом особенностей работы породного массива. Эти особенности включают в себя нелинейность упругих свойств материала, анизотропию деформационных и прочностных свойств, включая естественную и вынужденную анизотропию, разупрочнение материала при достижении предела прочности, уплотнение материала под действием средних напряжений и т.д. Несмотря на то, что выше представленные особенности очень важны для корректного прогноза деформаций породного массива, модель геоматериала, которая способна спрогнозировать эти явления, имеет весьма сложное математическое описание, требует проведение специальных лабораторных исследований, наличия большого количества исходных показателей, что накладывает некоторые ограничения на ее использование на практике и такая модель не является интуитивно понятной. Таким образом, рациональным, для решения конкретной практической задачи, является выявление основных влияющих факторов на поведение породного массива, а также режима работы породного массива в окрестности породного обнажения. Такой подход позволит упростить процесс разработки модели породного массива, и дальнейшее ее применение при решении практических задач.

В работе представлена модель среды, которая позволяет выполнить прогноз деформаций при строительстве подземных сооружений в плотных литифицированных глинах в условиях мегаполиса. Под подземными сооружениями в работе понимаются объекты метрополитена, такие как перегонный тоннель, станции в различном конструктивном исполнении. Строительство объектов метрополитена в условиях мегаполиса накладывает определенные требования на способ ведения горных работ. Проходческие работы должны проводиться таким образом, чтобы в наименьшей степени оказывать воздействие на породный массив, что в свою очередь позволит уменьшить величину оседания земной поверхности и воздействие на здания и сооружения расположенные в зоне влияния этих работ. Это достигается за счет введения обделки в работу непосредственно у лба забоя тоннеля, а также качественного тампонажа закрепного пространства. Если эти условия соблюдаются, то в окрестности подземного сооружения реализуются только небольшие по величине деформации, а развитие пластических деформаций в приконтурной зоне отсутствует или весьма мало. В этом случае, на процесс деформирования глин средней степени литификации в основном будет оказывать влияние их естественная анизотропия деформационных свойств, а также влияния, действующих в рассматриваемой точке породного массива, напряжений и деформаций. Дополнительным уплотнением глин можно пренебречь, так как объекты метрополитены обычно располагаются на относительно небольшой глубине, где средние напряжения породного массива не превышает напряжений предуплотнения таких глин. Исследования грунтов в лабораторных условиях показывают, что увеличение средних напряжений, при испытании образцов грунта, их сопротивляемость деформациям возрастает. Такой эффект наблюдается как при диапазоне от весьма малых до малых деформаций, так и при больших деформациях.

С учетом особенностей работы плотных глин, при строительстве подземных сооружений, важными аспектами, которые должна воспроизводить разрабатываемая модель геоматериала является: анизотропия деформационных свойств, нелинейное упругое поведение в диапазоне от весьма малых ($1 \cdot 10^{-6}$) до малых деформаций ($1 \cdot 10^{-3}$), влияние средних напряжений не деформационные показатели глины.

Для глин средней и высокой степени литификации, деформационные свойства различаются в вертикальном и горизонтальном направлениях, свойства глин в горизонтальных направлениях одинаковы. Такие глины можно рассматривают как трансверсально-изотропные среды. Для описания трансверсально-изотропной среды достаточно семи констант E_v – модуль упругости в вертикальном направлении (перпендикулярно плоскости изотропии), E_h – модуль упругости в горизонтальном направлении (в плоскости изотропии), ν_{vh} – коэффициент Пуассона, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные продольными напряжениями, ν_{hv} – коэффициент Пуассона, характеризующий продольные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями, ν_{hh} – коэффициент Пуассона, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями (напряжениями, действующими в ортогональном направлении); G_{hv} – модуль сдвига в вертикальной плоскости (перпендикулярно плоскости изотропии); G_{hh} – модуль сдвига в горизонтальной плоскости (в плоскости изотропии).

Однако, не все 7 констант независимы друг от друга. Так как, горизонтальная плоскость является плоскостью изотропии, константа G_{hh} зависит от E_h и ν_{hh} как показано в уравнении (1)(1)

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + 2\nu_{hh})}. \quad (1)$$

Для упругих материалов, для обеспечения симметричности матрицы жесткости должно выполняться условие термодинамического равновесия (Love, 1927).

$$\frac{\nu_{hv}}{E_h} = \frac{\nu_{vh}}{E_v}. \quad (2)$$

С учетом выше приведенных требований, матрица упругости для трансверсально изотропной линейной упругой среды (рис. 1) можно записать через 5 независимых констант E_v , E_h , ν_{vh} , ν_{hh} , G_{hv} .

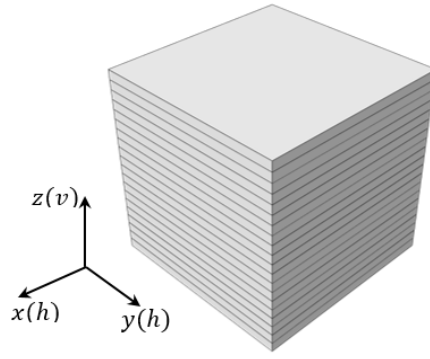


Рис. 1 – Трансверсально-изотропная среда: $x(h)y(h)$ – плоскость изотропии; z – ось изотропии.

Чтобы учесть нелинейный характер деформирования трансверсально-изотропной среды, необходимо установить взаимосвязь между упругими константами. В работе Грехам и Хоулсби [1] введено понятие коэффициента анизотропии α , который позволяет перейти от двух упругих констант E^* и ν^* , к упругим константам необходимым для описания трансверсально-изотропной среды. Пять выше приведенных независимых упругих констант и одну зависимую константу можно выразить следующим образом:

$$E_v = E^*; \quad (3)$$

$$E_h = \alpha^2 E^*; \quad (4)$$

$$\nu_{vh} = \frac{\nu^*}{\alpha}; \quad (5)$$

$$\nu_{hh} = \nu^*; \quad (6)$$

$$G_{hv} = \frac{\alpha E^*}{2(1+\nu^*)}; \quad (7)$$

$$G_{hh} = \frac{\alpha^2 E^*}{2(1+\nu^*)}. \quad (8)$$

Как видно из представленных выражений, что отношение модулей упругости, коэффициентов Пуассона и модулей сдвига связаны друг с другом следующей зависимостью

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}} = \frac{G_{hh}}{G_{hv}}. \quad (9)$$

Выражение (9) является существенным допущением, и ряд исследователей отмечали, что его корректность спорна, так как сами по себе все 5 упругих компонент независимы.

Матрицу податливости выразим с учетом уравнения (3) (9)

$$C = \frac{1}{E^*} \begin{bmatrix} \frac{1}{\alpha^2} & -\frac{\nu^*}{\alpha^2} & -\frac{\nu^*}{\alpha} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu^*}{\alpha^2} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu^*}{\alpha} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu^*}{\alpha} & -\frac{\nu^*}{\alpha} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu^*)}{\alpha} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu^*)}{\alpha} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu^*)}{\alpha^2} \end{bmatrix}. \quad (10)$$

Как видно из выражения (10), для описания трансверсально-изотропной среда, необходимо три параметра, эквивалентный модуль упругости E^* и коэффициент Пуассона ν^* и коэффициент анизотропии α . В такой постановке, для описания нелинейного поведения трансверсально-изотропной среды достаточно задаться нелинейным законом поведения для изотропной среды, взаимосвязь между другими показателями деформационных свойств автоматически реализуется согласно выражению (10).

Для средне литифицированных глин, нелинейный характер поведения в основном наблюдается в диапазоне от весьма малых до малых деформаций. В диапазоне от малых деформаций вплоть до предела прочности (величина осевых деформаций на пределе прочности 1-2%), плотные глины проявляют практически линейный характер поведения, за исключением участка интенсивного трещинообразования. Нелинейную работу породы в диапазоне от весьма малых до малых деформаций удобно представить, воспользовавшись зависимостью предложенной Хардином и Дрневичем [2], которая связывает касательные напряжения и деформации сдвига

$$\tau = \frac{G_0 \gamma_{hist}}{1 + a \left| \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}} \right|}, \quad (11)$$

где G_0 – начальный модуль сдвига при весьма малых деформациях; γ_{hist} – сдвиговые деформации; $\gamma_{0.7}$ – граничное значение деформаций сдвига; a – параметр кривой.

Перепишав уравнение (11) через секущий модуль сдвига G_s получим следующее выражение

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}} \right|}. \quad (12)$$

При выполнении численного моделирования необходимо преобразовать секущий модуль сдвига выражения (12) в касательный модуль сдвига

$$G_t = G_0 \left(\frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a \gamma_{hist}} \right)^2. \quad (13)$$

Если исходить из предположения, что коэффициент Пуансона ν не изменяется в процессе нагружения, тогда модуль объемного сжатия может быть определен по величине актуального на данный момент нагружения модуля сдвига

$$K_t = G_t \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}. \quad (14)$$

Влияние средних напряжений p на способность породы сопротивляться деформациям формоизменения можно ввести через степенной закон

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^m, \quad (15)$$

где p^{ref} – ссылочные средние напряжения; G_0^{ref} – модуль сдвига, полученный при $p = p^{ref}$; m – показатель степени. Такая взаимосвязь между деформационными показателями грунта и средним напряжениями достаточно распространена в работах исследователей из Германии, Австрии, США и ряда других стран.

Однако, выражение (16) в ряде случаев может привести к нестабильному решению, когда значение p устремляется к 0. Внося ряд изменений в выражение (16) данную проблему можно решить

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \operatorname{ctg} \varphi}{p^{ref} + c \operatorname{ctg} \varphi} \right)^m, \quad (16)$$

где σ_3 – главные минимальные напряжения; c – сцепление; φ – угол внутреннего трения.

За величину граничного значения модуля сдвига можно принять его величину G_{ur} полученную на основании испытаний образца породы при разгрузке и последующей нагрузке в диапазоне от малых до больших деформаций.

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})}. \quad (17)$$

С учетом выражения (14) и (18), величину деформаций сдвига γ_c на нижний границе малых деформаций определим

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right). \quad (18)$$

Представленные выше выражения (12) – (19) позволяют описать нелинейное упругое поведение изотропной среды. По полученным формулам каждому моменту времени (величине деформаций) можно легко сопоставить значение касательного модуля сдвига и модуля объемного сжатия. Преобразовав модуль объемного сжатия и модуль сдвига в показатели касательный модуль упругости и коэффициент Пуассона и подставив их в (11), с учетом уравнений (5) – (9) получим касательную матрицу податливости трансверсально изотропной среды.

В качестве примера, рассмотрим задачу прогноза оседания земной поверхности при строительстве станционного комплекса метрополитена в условиях города Санкт-Петербург. В состав станционного комплекса входит три станционных тоннеля, натяжная камера, тягово-понижительная подстанция, а также ряд подходных выработок. Между станционными тоннелями организованы проемы шириной 3 м. Диаметр боковых станционных тоннелей 8.5 м, диаметр центрального станционного тоннеля 9.8 м.

Станция расположена в плотных протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до свода среднего станционного тоннеля 46.9 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля, до контакта протерозойских глин с дислоцированными плотными глинами составляет 12.6 м. Мощность дислоцированных глин принята равной 7.2 м. Мощность четвертичных отложений 27.1 м. Мощность слоев по длине и ширине станции не изменялась. Таким образом, весь породный массив можно разделить на три слоя: первый слой – четвертичные отложения; второй слой – дислоцированные протерозойские глины; третий слой – протерозойские глины.

Численное моделирование выполнялось в универсальном программном комплексе Abaqus. Грунты первого и второго слоев рассматривались как упругопластическая среда (модель Кулона-Мора). Грунты третьего слоя рассматривались как нелинейная трансверсально-изотропная среда. Трансверсально-изотропная нелинейно упругая модель грунта внедрена в программный комплекс Abaqus через пользовательскую подпрограмму UMAT. Физико-механические свойства грунтов, согласно данным инженерно-геологических изысканий представлены в таблице 1. Параметры моделей среды подбирались с учетом этих данных.

Таблица 1. Расчетные показатели механических свойств грунтов

Номер слоя	Плотность ρ , т/м ³	Модуль деформации E_0 , МПа	Коэффициент поперечной деформации ν	Сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения ϕ , град
Первый слой	2.0	12	0.3	15	20
Второй слой	2.1	60	0.4	100	22
Третий слой	2.2	130	0.4	-	-

При выполнении прогноза оседания земной поверхности численными методами анализа, важным аспектом является корректный выбор размеров рассматриваемой модели. В работе размеры модели подбирались итерационным способом. Границы модели удалялись от центра модели до тех пор, пока результаты численного моделирования на предыдущем и последующем шагах моделирования не сравнивались (величина расхождения не более 5%). Полученные размеры модели составили 600 метров по ширине, 100 м по высоте, в то время как размер модели, совпадающий с направлением продольной оси станции определялся объемно-планировочным решением станционного комплекса и примыкающих к нему тоннелей.

С учетом рассматриваемых масштабов численной модели, детальное численное моделирование последовательности строительства отдельных элементов станционного комплекса не проводилось. В численной модели выделены следующие этапы строительства станционного комплекса: формирование начального напряженного состояния породного массива; проходка среднего станционного тоннеля на всю длину; возведение обделки среднего станционного тоннеля на всю длину; сооружение левого бокового тоннеля на всю длину; возведение обделки левого бокового тоннеля на всю длину; сооружение правого бокового тоннеля на всю длину; возведение обделки правого бокового тоннеля на всю длину; сооружение пилонов; разработка проемов; строительство натяжной камеры.

Строительство наклонного тоннеля при выполнении численного моделирования не рассматривалось. Численное моделирование сооружения наклонного тоннеля сопряжено с рядом особенностей связанных с обоснованием геомеханических моделей поведения слабых четвертичных отложений и целесообразно первоначально рассматривать в качестве отдельной задачи.

Задача решается в классических для задач тоннелестроения граничных условиях. По верхней границе численной модели не накладываются какие-либо ограничения. Возможно перемещение узлов в любом направлении. По нижней границе запрещены смещения во всех направлениях. По сторонам модели смещения запрещены в направлении перпендикулярной поверхности численной модели.

Размеры модели выбирались таким образом, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты расчетов. Ширина модели 600 м, длина 444 м, высота 100 м (рисунок 2).

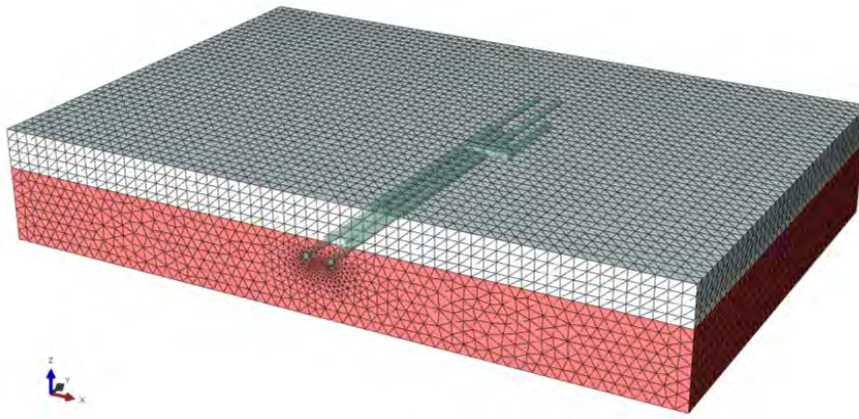


Рис. 2 – Численная модель станционного узла и вмещающего массива

На рисунке 3 представлены значения модуля сдвига грунта на конечный этап сооружения станционного комплекса. Начальное значение модуля сдвига при весьма малых деформациях составляет 300 МПа и как видно, вне зоны влияния горных работ, значение модуля деформации не изменилось. Однако, на участок породного массива, в окрестности станционного комплекса, модуль сдвига грунта претерпел изменения, что связано как с ростом деформаций, так и с изменением напряженного состояния.

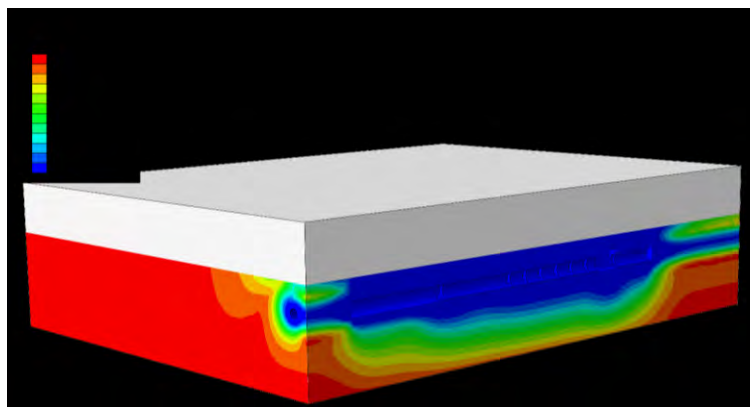


Рис. 3 – Значение модуля деформации соответствующие конечному этапу сооружения станционного комплекса

Картина деформирования грунтового массива, соответствующая окончанию ведения проходческих работ, представлена на рисунке 4. Не выполняя детального анализа можно отметить, что максимальные величины деформаций формируются на участке сопряжения подземного вестибюля станции и подходной выработки, соединяющей вестибюль станции и эскалаторный тоннель. Деформации грунтового массива в сводовой части станционного комплекса преимущественно выше по сравнению с деформациями, реализовавшимися в лотковой части. В целом картина деформирования грунтового массива в окрестности станционного комплекса соответствует ожидаемой.

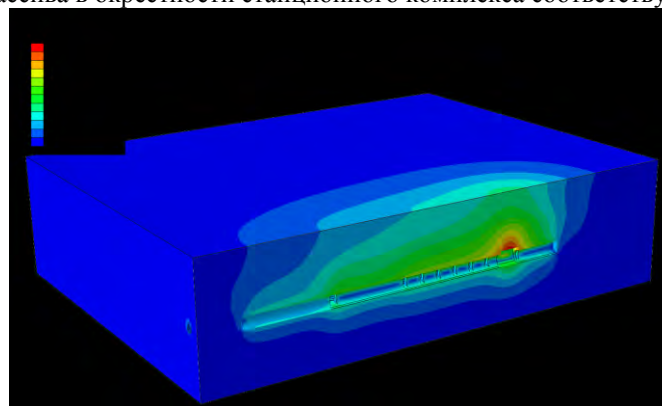


Рис. 4 – Деформации грунтового массива (м) в окрестности станционного комплекса метрополитена

Оценка достоверности представленной геомеханической модели выполнена на основании сравнения результатов численного моделирования с типовым характером мульды оседания земной поверхности, вызванной строительством подземных сооружений. Сравнение с натурными данными в работе не приводится, так как на первом этапе разработки геомеханической модели наибольший интерес представляется качественное сравнение, потенциальная возможность прогноза достоверной мульды оседания земной поверхности (такая возможность отсутствует при рассмотрении грунтового массива как ленточно-деформируемой среды). В последующих работах, будет выполнена и количественная оценка.

В работе Пекка [3] было показано, что муьду оседания земной поверхности в поперечном направлении можно с достаточной степенью достоверности описать функцией нормального распределения

$$S_v(x) = S_{v,max} \cdot e^{-\frac{x^2}{z \cdot i_x^2}}, \quad (19)$$

где $S_{v,max}$ – величина максимальной осадки земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки; i_x – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба; z – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля.

На рисунке 5 представлено сравнение поперечных муьд оседания земной поверхности, полученных на основании численного моделирования и построенной в соответствии с полуэмпирической методикой. Видно, что в целом результаты численного моделирования достаточно хорошо с качественной точки зрения совпадают с кривой нормального распределения. Незначительные отличия на некоторых участках могут быть вызваны более сложными процессами деформирования грунтового массива в окрестности станции метрополитена.

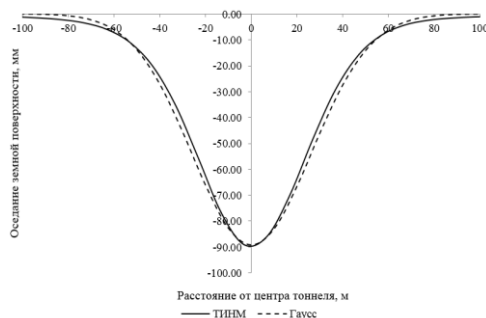


Рис. 5 – Сравнение результатов прогнозов оседания земной поверхности, полученных по различным методикам: ТИНМ – трансверсально-изотропная нелинейно-упругая модель среды; Гаусс – функция нормального распределения.

Представленное выше математическое описание нелинейной упругой трансверсально изотропной среды, позволяет повысить достоверность прогноза деформаций породного массива. В частности прогноз оседания земной поверхности при строительстве полузаглубленных и подземных сооружений, прогноз осадки фундамента, смещения контура полузаглубленных и подземных сооружений. В отличие от большинства моделей геоматериалов, рассмотренная модель представляет собой класс нелинейно-упругих моделей. Преимуществом такого подхода является простота внедрения такой модели в расчетный комплекс, реализующий метод конечных элементов или метод конечных разностей. Основным недостатком является невозможность описания более сложных процессов, которые происходят в грунтовом массиве под внешним воздействием. В частности, выше описанный подход не рекомендуется применять при оценке деформаций грунтового массива сложенного слабыми грунтами, где процессы уплотнения и разупрочнения могут играть решающую роль. Другим ограничением модели является возможность ее использования только при монотонном нагружении. В данной постановке, циклическое нагружение грунта воспроизвести невозможно. Данные недостатки не оказывают значительного влияния на достоверность прогноза оседания земной поверхности и могут быть устранены за счет формулировки модели в упругопластической постановке.

Библиографический список

1. Graham, J., & Houlsby, G. T. 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33(2), 165-180.
2. Hardin B.O., Drnevich V.P. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Proc. ASCE: Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (SM7): 667-692, 1972.
3. Peck, R.B. (1969). 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, 225-290.