

Д. Э. Прусов

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
КОМБИНИРОВАННОГО ГРУНТОВОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА
ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ЕГО РЕКОНСТРУКЦИИ**

*Национальный авиационный университет,
пр. Космонавта Комарова, 1, 03680, Киев, Украина; prusov@nau.edu.ua*

Abstract. A strategy of study of the stress-strain state of constructions of protection for soil massifs is proposed basing on nonlinear theory of elasticity and plasticity of soils with allowance for the geometrical and physical nonlinearities. The numerical and analytical results are compared. The numerical results are obtained for the problem on effect of inhomogeneous soil half-space on the stress-strain state of the envelope of deep ditch. A scientific basis of principles of reconstruction of residential development with a dense development and complex geotechnical conditions is recommended.

Key words: constructions of protection for soil massifs, stress-strain state, stability criteria, reconstruction of residential development.

Введение.

При проектировании объектов строительства в условиях плотной застройки необходимо проведение комплекса мероприятий по обеспечению безопасности строительства с учетом инженерных особенностей участков строительства для разработки проектных решений и методов строительства, которые обеспечивают сохранение эксплуатационных качеств прилегающих объектов и соблюдения требований техногенной безопасности. При этом необходим выбор объемно-планировочных и конструктивных решений с учетом влияния глубоких котлованов и заглубленных сооружений на существующую застройку, с расчетом гарантированной надежности ограждающих конструкций для укрепления стен котлованов [7], а также проектированием фундаментов нового объекта с учетом их влияния на напряженное состояние оснований окружающей застройки и обеспечения возможности их дополнительной осадки [6].

При проведении строительства в условиях плотной городской застройки одними из определяющих факторов, которые влияют на конструктивную схему конструкций укрепления и экономичность принятых проектных решений, являются величины деформаций грунтов в основаниях близко расположенных сооружений [12, 18, 19].

Сложность процессов и значительное количество факторов, возникающих в естественных основаниях при выполнении укрепления, недостаточно учитываются в расчетах. Деформации ограждающих конструкций и нарушения их устойчивости приводят к изменению свойств грунтов, их структуры и снижения их механической прочности, что является основными факторами, вызывающими аварийные ситуации с конструкциями зданий и сооружений [13, 21].

Решение проблемы определения влияния нового строительства на прилегающую застройку в сложных инженерно-геологических условиях является приоритетным, а создание и развитие эффективных методов расчета и исследований строительных конструкций, которые наиболее полно учитывают специфику взаимодействия с комбинированным грунтовым полупространством и установление зависимостей по определению деформированного состояния конструкций на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования, является актуальной и важной прикладной задачей.

1. Постановка задачи.

Для проведения исследований по учету влияния реконструкции территорий на напряженно-деформированное состояние (НДС) оснований и фундаментов сооружений прилегающей застройки разработана методология моделирования взаимодействия ограждающих конструкций с неоднородным грунтовым полупространством на основе нелинейной теории упругости и пластичности с использованием усовершенствованной модели грунтового полупространства с учетом расширенного критерия текучести, на основе соотношений моментной схемы метода конечных элементов с учетом геометрической и физической нелинейностей.

Рассмотрена плоская задача нелинейной теории упругости о взаимодействии конструкции ограждения с грунтовым полупространством. Принято дискретное моделирование существенно неоднородных слоев грунта, а также наличие твердых включений (на несколько порядков превышающих по жесткости слою грунтового массива), которые моделируют элементы конструкций ограждения, оснований и фундаментов зданий и сооружений окружающей застройки, а также анкеров, что обуславливает наличие концентраций напряжений и развитие пластических деформаций на границах элементов включений в грунт в первом предельном состоянии в соответствии с нелинейной механикой грунтов [10, 11, 14]. Для определения локальных потерь устойчивости при наличии значительных перемещений и сплошного развития в локальных зонах пластических сдвигов их деформаций рассмотрена задача плоской деформации неоднородного анизотропного полупространства с учетом нелинейных факторов [15].

2. Теоретические основы методологии.

Для получения основных уравнений используем теорию нелинейной механики грунтов (на основе механики сплошной среды) с применением метода конечных элементов как энергетического метода, соотношений в приращениях перемещений, деформаций и напряжений и лагранжевой системы координат [10]. С учетом соотношений нелинейной теории упругости [16] первый принцип виртуальной работы для статических задач в актуальной конфигурации трехмерного нелинейно деформированного тела принимаем в виде

$$\int_v (\sigma'^{ij} + \sigma^{ij}) \delta\gamma_{ij} dv - \int_v p^i \delta u_i dv - \int_S q^i \delta u_i dS = 0, \quad (1)$$

где $\delta\gamma_{ij}$ – вариации ковариантных компонент приращений тензора конечных деформаций Коши – Грина в местной системе координат; $\sigma^{ij} = C^{ijkl} \gamma_{kl}$ – приращения симметричного тензора напряжений Пиола – Кирхгофа; C^{ijkl} – тензор напряжений.

Вариационное уравнение (1) в соответствии с энергетическими методами описывает равновесие элементарного объема сплошной среды независимо от его физических свойств. Это дает возможность решать задачи теории упругости и теории предельного напряженного состояния, где решения связаны с определением зон пластических деформаций (сдвигов) [6, 17].

В предлагаемой методике использованы естественные предельные условия, которые реализуются наложением жестких связей на границах дискретной расчетной модели, а также специальные граничные условия – при взаимодействии с анкерами и фундаментами. При этом введены уравнения геометрических кинематических условий с реализацией решений вариационной задачи методом неопределенных множителей Лагранжа, когда вариационное уравнение дискретной модели (1) дополняется уравнением условий деформирования этой модели через систему геометрических связей [8].

Решение задач устойчивости грунтового массива в отдельной однородной изотропной элементарной области (конечном элементе) описано в универсальной форме (в виде инвариантов напряженного состояния) на основе расширенного критерия текучести Мизеса с использованием поверхности нагружения по крите-

рию Кулона – Мора [14] и с учетом не только второго, но и третьего инварианта тензор-девиатора функции напряжений через инвариант Лоде – Надаи [20]:

$$f(\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(P)}, \alpha, \varphi, c) = \frac{3}{2} I_1(\hat{S}^2) \left(\cos \alpha - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \alpha \cdot \sin \varphi \right)^2 - \left[\frac{1}{\sqrt{3}} I_1(\hat{\sigma}) \sin \varphi - \sqrt{3} c \cdot \cos \varphi \right]^2 = 0; \quad \alpha = \frac{1}{3} \arcsin \left\{ -\sqrt{6} \frac{I_1(\hat{S}^3)}{[I_1(\hat{S}^2)]^{3/2}} \right\}, \quad (2)$$

где $\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(P)}$ – тензоры общих (полных) напряжений, напряжений девиаторной части и пластических деформаций, соответственно; $I_1(\hat{S}^2), I_1(\hat{S}^3)$ – первые инварианты квадрата и куба тензор-девиатора напряжений; φ, c – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта, соответственно.

Используя теорию пластического течения в рамках расширенного критерия текучести Мизеса, на основе ассоциированного закона течения получены физические уравнения в приращениях общих конечных деформаций $\hat{\gamma}$ для закритического состояния:

$$\hat{\sigma} = \hat{c}_4^{(e,p)} \hat{\gamma}; \quad \hat{c}_4^{(e,p)} = \hat{c}_4^{(e)} - \beta \hat{n} \hat{n}; \quad (3)$$

$$\hat{n} = \hat{c}_4^{(e)} (\xi \hat{S} + \psi \hat{S}^2); \quad \beta = 2\mu \left[\xi^2 I_1(\hat{S}) + 2\xi\psi \hat{S} \cdot \hat{S}^2 + \psi^2 I_1(\hat{S}^4) \right]; \quad (4)$$

$$\xi = 3 \left(\cos \alpha - 1/\sqrt{3} \sin \alpha \cdot \cos \varphi \right) \left[\cos \alpha - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \alpha \cdot \sin \varphi - \frac{\sqrt{6} I_1(\hat{S}^3) (\sin \alpha + 1/\sqrt{3} \sin \alpha \cdot \sin \varphi)}{I_1^{3/2}(\hat{S}^2) + \sqrt{6} I_1(\hat{S}^3)} \right]; \quad (5)$$

$$\psi = \frac{3\sqrt{6} (\cos \alpha - 1/\sqrt{3} \sin \alpha \cdot \sin \varphi) I_1(\hat{S}^2) (\sin \alpha + 1/\sqrt{3} \cos \alpha \cdot \sin \varphi)}{I_1^{3/2}(\hat{S}^2) + \sqrt{6} I_1(\hat{S}^3)}. \quad (6)$$

Для решения задач устойчивости грунтового полупространства на основе метода конечных элементов в качестве исходных соотношений использованы вариационные уравнения равновесия (1) и уравнения поверхности нагружения в шестимерном пространстве полных напряжений (2) [8].

При решении задачи равновесия грунтового массива можно получить достаточно достоверные результаты по определению напряжений [7], однако, анализ полуэмпирических методов [14] свидетельствует о том, что начальный модуль упругости, полученный с учетом окружающего ограничивающего давления в среде грунтового массива, заметно повышается с увеличением удельного веса грунтов и является, приближенно, пропорциональным гидростатическому давлению. Отклонение свойств грунтового массива (т.н. поперечная анизотропия) может быть достаточно точно описано с помощью обобщенного закона Гука для материала с трансверсальной анизотропией [6].

Таким образом, упрощенная модель трансверсальной анизотропии многослойного грунтового массива будет иметь только три независимых константы (E, ν и n), а с

учетом того, что аргумент глубины полупространства фактически определяет гидростатическое давление – γz , можно принять:

$$E_{(z)} = k_s E_0; k_s = k_u \sqrt{\gamma z} \quad (\text{при } z \leq 2K_S = 1, K_u = 1,0 \div 1,75), \quad (7)$$

где k_u – коэффициент условий работы грунтового полупространства.

Анализируя результаты эмпирических методов [3] и учитывая малость деформаций (или малость приращений деформаций для случая применения подхода нелинейной теории упругости) и вводя коэффициент отношения модулей упругости относительно направлений в плоскости изотропии и ортогональной к ней, для грунтов получен обобщенный закон модифицированного изотропного материала [18]. С целью обеспечения условий совместности деформаций для изотропной среды модуль упругости должен изменяться с глубиной, аргумент которой фактически связан с величиной гидростатического давления, в связи с чем приняты эмпирические формулы (7).

На основе моментной схемы конечных элементов (МСКЭ) [1] разработана численная методология исследования НДС ограждающих конструкций, которые работают совместно с упруго-пластическим неоднородным основанием. В предлагаемой методологии рассмотрены плоские задачи исследования НДС полупространства при взаимодействии подпорных стен с грунтовыми основаниями, при этом в постановке задачи учтены геометрическая и физическая нелинейности [10]. Математическая модель при учете физической нелинейности построена на основе расширенного принципа Мизеса с учетом критерия Кулона – Мора и параметра Лоде – Надаи [5].

3. Числовые результаты и их анализ.

Реализация предложенной методологии проведена на примере оценки НДС конструкций во взаимодействии с грунтовым полупространством. Исходные данные классической конструкции подпорной стенки с наклонной передней стенкой и вертикальной задней стенкой из монолитного бетона приняты следующими: ширина фундамента 4,0 м; высота стенки от подошвы фундамента 13,0 м; ширина стенки на уровне обреза фундамента 3,5 м; ширина стенки по верху конструкции 1,0 м; углубление фундамента 3,0 м; удельный вес бетона $\gamma = 2,4 \text{ т/м}^3$; класс бетона В20, $Rb_n = 117 \text{ кгс/см}^2$, $Rbt_n = 9,18 \text{ кгс/см}^2$. Характеристики грунта засыпки и основания: грунт засыпки – песок; удельный вес $\gamma = 1,9 \text{ т/м}^3$; угол внутреннего трения $\varphi = 32^\circ$; коэффициент сцепления $c = 0 \text{ кгс/см}^2$ (в численных расчетах $c = 0,005 \text{ кгс/см}^2$); модуль общей деформации $E_0 = 250 \text{ кгс/см}^2$; коэффициент Пуассона $\nu_0 = 0,32$; грунт основания – суглинок; удельный вес $\gamma = 2,0 \text{ т/м}^3$; угол внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$; коэффициент сцепления $c = 0,28 \text{ кгс/см}^2$; модуль общей деформации $E_0 = 150 \text{ кгс/см}^2$; коэффициент Пуассона $\nu_0 = 0,34$.

Расчет выполнен аналитически и численно на основе изложенной методологии с использованием моментной схемы метода конечных элементов, а при расчетах на устойчивость применен метод круглоцилиндрических поверхностей. Проведен сравнительный анализ результатов инженерного и численного расчетов рассмотренной конструкции подпорной стенки. Определение характера деформаций полупространства и дополнительных перемещений конструкции подпорной стенки и ограничивающих поверхностей грунтового массива в данном примере проведено от чисто компрессионных влияний: вес грунтовых масс исключен, т.е. учитываются перемещения, которые вызваны нарушением равновесия от образования полости [3].

Для реализации численного расчета взаимодействия подпорной стенки и грунтового полупространства (в плоской постановке) построена соответствующая дискретная модель и расчетная схема полупространства единичной толщины (рис. 1). Размеры сеточной области полупространства составляют $M1 \times M2 \times M3 = 2 \times 31 \times 36$, что соответствует количеству узлов $2 \times 31 \times 36 = 2232$ и количеству уравнений $2232 \times 3 = 6696$ (без учета связей).

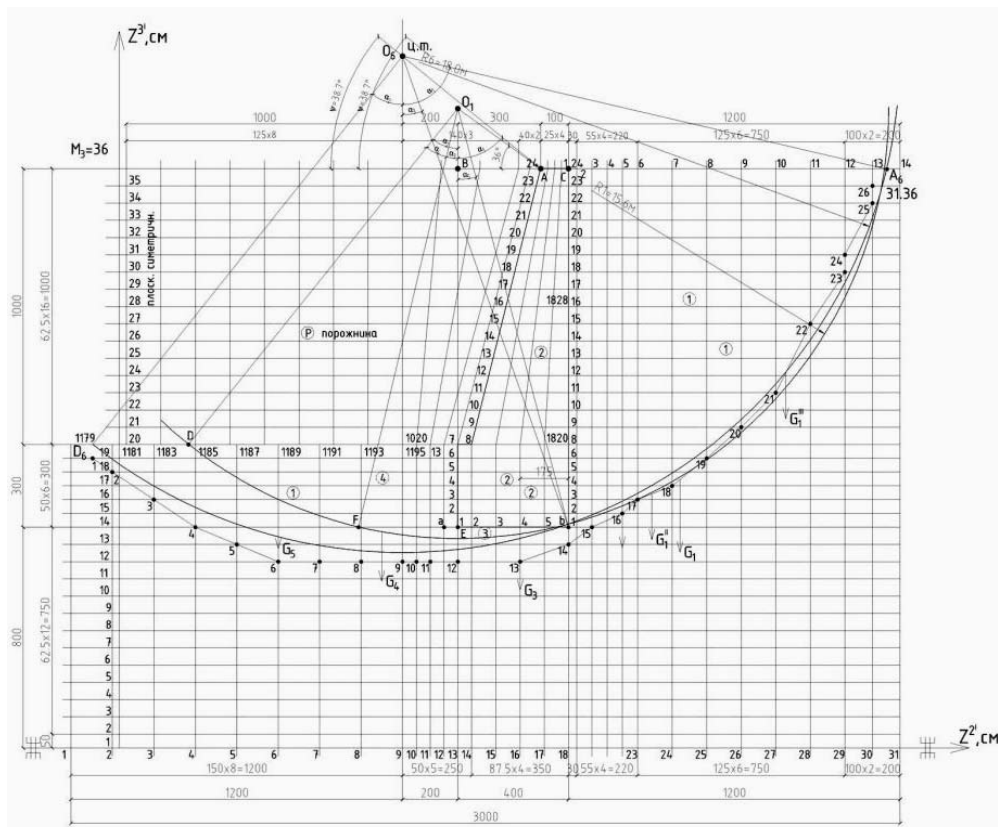


Рис. 1

Размеры полупространства составляют: по длине – $L = 3000,0$ см и по ширине – $B = 2100,0$ см. Дискретная модель позволяет исследовать активную зону полупространства под подошвой фундамента подпорной стенки на глубину до 8 м ($H_c = 800,0$ см).

На расчетной схеме (рис. 1) показаны параметры для определения радиуса и длины кривой скольжения грунтовой призмы в соответствии с методом круглоцилиндрической поверхности, при этом: $\alpha_1 = 1,3467$ рад $\approx 77,20^\circ$; $\alpha_2 = 0,6797$ рад $\approx 38,94^\circ$; $\alpha_3 = 0,3349$ рад $\approx 19,19^\circ$; радиус кривой определялся по критерию наименьшего коэффициента запаса [2] и окончательно определен за 6 итераций, т.е. $R_6 = 18,0$ м, в соответствии с чем получено $L_1 = (\alpha_1 + \alpha_2 - 2\alpha_3)R_6$; $L_2 = 2\alpha_3 R_6$; $L = L_1 + L_2$; $L_1 = 24,42$ м; $L_2 = 12,06$ м; $L = 36,48$ м.

Определение максимальных значений активного и пассивного давлений на задней и передней сторонах подпорной стенки проведено в точках с максимальной глубиной при конечноэлементной дискретизации, т.е. в конечных элементах $n_e^a = 959$, $n_e^n = 947$, для которых параметры глубины равняются, соответственно, $h_1 = 1250,0$ см и $h_2 = 250,0$ см. Величина бокового давления на подпорную стенку с учетом эквивалентного давления, значение которого принято для засыпки песком $c = 0,005$ кг/см², определяется по формулам

$$\sigma_2^a = \sigma_{\varphi_2}^a - \sigma_{c_2}^a = \gamma_1 h_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2);$$

$$\sigma_2^p = \gamma_1 h_2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2).$$

По результатам численного расчета в соответствии с расчетной схемой (рис.1) в указанных точках $n_e^a = 959$, $n_e^p = 947$, получены значения активного и пассивного давлений: $\sigma_2^a = 0,73 \text{ кгс/см}^2$, $\sigma_2^p = 1,564 \text{ кгс/см}^2$, которые можно сравнить с аналитическими расчетами: $\sigma_2^a = 0,78 \text{ кгс/см}^2$, $\sigma_2^p = 1,48 \text{ кгс/см}^2$.

Таким образом, на основе аналитических и числовых данных имеем:

$$\Delta\sigma_2^a = \frac{(0,78 - 0,73)}{0,73} \cdot 100 = 6,8 \%; \quad \Delta\sigma_2^p = \frac{(-1,48 + 1,564)}{1,564} \cdot 100 = 5,4 \% .$$

Следовательно, расхождение численного и аналитического расчетов по определению активного и пассивного давлений вполне удовлетворительны.

При численной реализации данного примера ограждающей конструкции проведен расчет вариантов с разным учетом критериев нагружения в уравнениях состояния в закритической области: 1) с учетом или без учета параметра Лоде – Надаи при описании критерия разрушения; 2) с учетом или без учета влияния поперечной анизотропии многослойного полупространства на физико-механические характеристики грунтовых слоев, т.е. с учетом или без учета коррекции модуля общей деформации E_0 .

В соответствии с исходными данными определены полные активное и пассивное давления, которые сравниваются с аналитическими расчетами, полученными по формулам:

$$E_a = \frac{1}{2} \sigma_2^a h_1; \quad E_p = 2h_2 \text{ctg}(45^\circ + \varphi/2) + \frac{1}{2} \gamma_1 h_2^2 \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2).$$

Подстановкой значений параметров получены следующие результаты:

$$E_a = 489,45 \text{ кгс/см}; \quad E_p = 430,65 \text{ кгс/см}; \quad E_a - E_p = 58,80 \text{ кгс/см}.$$

Численные результаты определения дискретных значений полных давлений по сумме реакций от активного и пассивного давлений имеют следующие значения:

$$E_a' = \sum_{i=1}^9 R_i^a = 609 \text{ кгс}; \quad E_p' = \sum_{i=1}^3 R_i^p = 556 \text{ кгс}; \quad E_a' - E_p' = 53 \text{ кгс/см}.$$

Относительное различие давлений при сравнении аналитического (с учетом угла трения между грунтом и стенкой $\delta = 20^\circ$) и численного расчетов составляет

$$\Delta E \% = \frac{(53 - 58,8 \cdot \cos 20^\circ)}{58,8} \cdot 100\% = -3,8 \% .$$

Результаты расчетов представлены в виде перемещений узлов, размещенных на задней стороне подпорной стенки.

В связи с этим при решении данной тестовой задачи рассмотрены три варианта уравнений состояния грунтов: 1) без учета модуля общей деформации грунтов как функции глубины полупространства; 2) с учетом коррекции модуля общей деформации как функции $E(z)$; 3) без учета параметра Лоде – Надаи в расширенном критерии Мизеса. Эти три варианта решения задачи устойчивости подпорной стенки показаны на рис. 2 в виде эпюр соответствующих узловых перемещений $U_N^{2'}(z^3)$, которые лежат на нижней поверхности откоса (на уровне обреза фундамента подпорной стенки) и на свободной верхней поверхности откоса.

Перемещение точек подпорной стенки на задней стороне и на подошве носят линейный характер, причем по характеру перемещений задней стороны подпорной стенки наблюдается поворот стенки как жесткого целого по часовой стрелке в сторону активного действия грунта на стенку.

Таким образом, по характеру показанных эпюр перемещений можно сделать вывод, что стенка испытывает круговые движения совместно с призмой скольжения. Центр данного кругового движения размещен в точке O_6 , которая определена методом круглоцилиндрических поверхностей, при этом решение задачи по расчету устойчивости основания подпорной стенки осуществлено по минимизации функции коэффициента запаса устойчивости, при этом точка центра двигалась три раза по горизонтали и два раза по вертикали. Радиус дуги скольжения призмы $R = 18$ м и измеряется от точки O_6 до нижней точки задней стороны стенки. При выполнении численного расчета конечные элементы, в которых наблюдались наибольшие пластические деформации, группируются с определенным разбросом в областях теоретической линии скольжения, при этом поверхность скольжения состоит из комбинации дуг с радиусом кривизны от $R_{min} = 18,5$ м до $R_{max} = 21,0$ м.

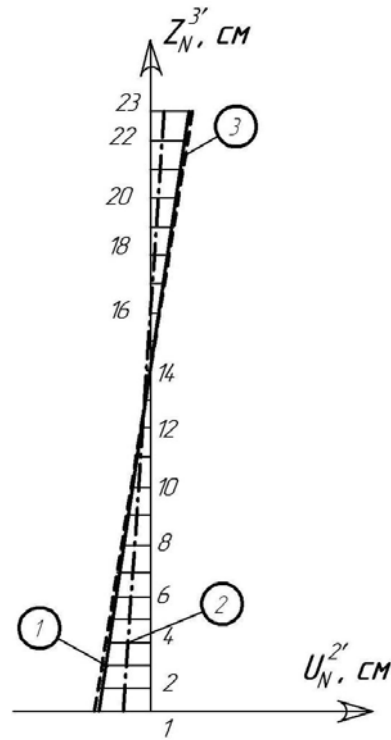


Рис. 2

Для анализа эффективности изложенной методологии моделирования НДС ограждающих конструкций во взаимодействии с многослойным грунтовым полупространством решена задача устойчивости грунтового откоса при взаимодействии с конструкциями ограждения глубокого котлована и основанием существующего здания. Построена соответствующая расчетная схема и дискретная модель многослойного грунтового пространства в соответствии с геологическим разрезом территории реального объекта строительства с учетом включений конструкций ограждений котлована, фундаментов существующих сооружений и полосей (рис. 3). Тросовые якорные анкеры, которые закладываются в грунт и дополнительно удерживают железобетонную стену, моделируются упругоподатливыми связями в четырех узлах с соответствующими сеточными координатами S_2, S_3 , направленными под углом $\alpha = 60^\circ$ к оси OZ^3 : 1) $NA_1S_2 = 8, S_3 = 29$; 2) $NA_2S_2 = 8, S_3 = 32$; 3) $NA_3S_2 = 8, S_3 = 36$; 4) $NA_4S_2 = 8, S_3 = 38$.

Размеры полупространства в соответствии с расчетной схемой (рис. 3) составляют 70×49 м, толщиной 1,0 м и представлены в расчетной схеме (в см) – $7000 \times 4900 \times 100$. Площадь полупространства измеряется в процессе нелинейного деформирования за счет пошагового введения полости, которая моделирует котлован, с постоянной шириной – 16 м (на расчетной схеме – 1600 см) и переменной глубиной от 170 см до 2280 см. Сеточная область конечноэлементной модели имеет размеры $2 \times 45 \times 45$ ($S_1 = M1 = 2, S_2 = M2 = 45, S_3 = M3 = 45$), что соответствует 1936 конечным элементам (КЭ), включая полость с границами, которые определяются сеточными координатами S_2, S_3 начального и конечного узлов сеточной регулярной области – соответственно, 1,26 и 8,45.

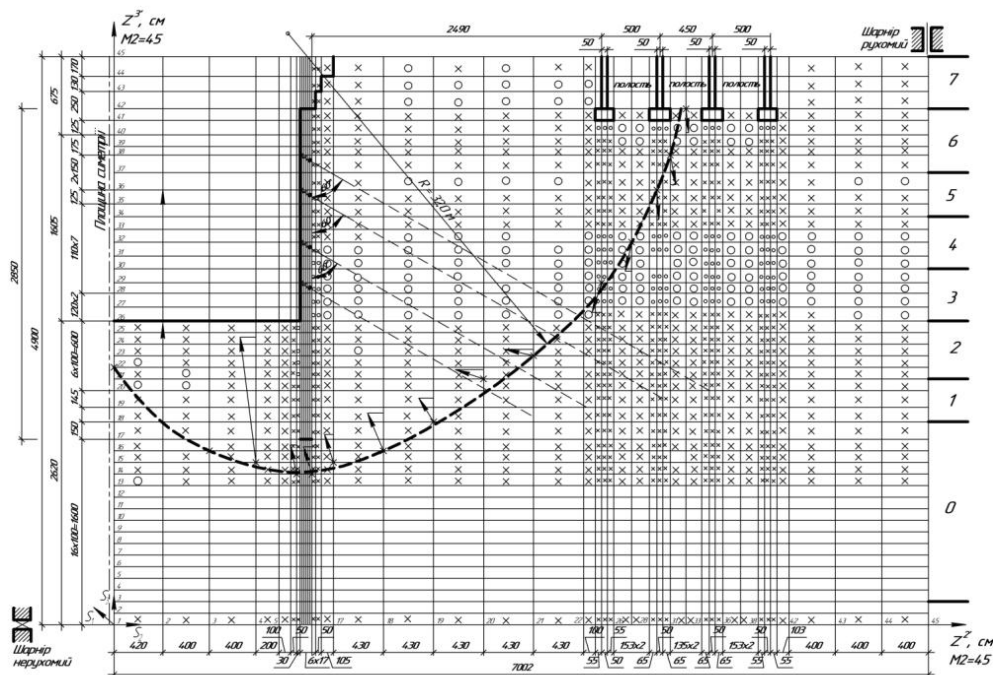


Рис. 3

Проведен анализ результатов трех вариантов расчета грунтового полупространства: 1) при наличии анкерных тросово-якорных связей, которые удерживают подпорную стенку, и с учетом коррекции физико-механических характеристик E_0, c в соответствии с уравнением (7); 2) при отсутствии анкерных связей и с учетом коррекции физико-механических характеристик E_0, c ; 3) при наличии анкерных связей и без учета коррекции физико-механических характеристик E_0, c .

Выводы и рекомендации.

Результаты исследования НДС рассматриваемого грунтового многослойного полупространства показывают, что первыми в критическое состояние (по наличию пластических деформаций, когда функция нагрузки (2) становится больше нуля) переходят конечные элементы, которые локализируются в области контакта железобетонной стены с прилегающими к ней элементами грунтов. На рис. 3 показаны зоны развития пластических деформаций – символом «x» отмечены конечные элементы, в которых имеют место пластические (сдвиговые) деформации.

Под пятой свайной стенки имеет место ядро уплотнения, по обе стороны от которого и вдоль боковых поверхностей стены распространены интенсивные зоны пластических (сдвигающих) деформаций. По направлению дна котлована наблюдаются зоны выпора грунта – III фаза уплотнения и развития локальных сдвигов.

Проводя анализ локальных сдвигов в сечениях, нормальных к условной линии скольжения, показанной пунктиром в виде цилиндрической поверхности с радиусом $R_C = 32$ м, получены точки-узлы с максимальными смещениями в пределах 0,6–1,1 см, которые характеризуют границы призмы сдвига и выпора грунта в сторону котлована и пространство между ограждающей стеной и фундаментами существующего здания.

Анализ полученных результатов исследований закритического состояния равновесия многослойного грунтового массива при его взаимодействии с ограждающими конструк-

циями глубоких котлованов в условиях строительства новых сооружений при наличии рядом расположенных существующих зданий подтверждает, что разработанные новые принципы моделирования грунтов с учетом влияния поперечной анизотропии и неоднородности многослойных систем на основе нелинейной теории упругости и пластичности с учетом критерия текучести на основе расширенного критерия текучести Мизеса, позволяют получить достаточно достоверный характер взаимодействия грунтов с ограждающими конструкциями котлованов и уточнить величины внутренних усилий в ограждающих конструкциях при наличии элементов стабилизации, укрепления и др.

Разработанная методология моделирования устойчивости оснований и оценки влияния сложных условий на напряженно-деформированное состояние существующей застройки при реконструкции объектов городского хозяйства обеспечила уточненный расчет элементов ограждающих конструкций укреплений в условиях реализации эволюционных технологий внешнего воздействия на грунтовое пространство, а также в условиях развития предельных пластических деформаций. Численные исследования устойчивости грунтовых оснований во взаимодействии с объектами окружающей застройки проведены с учетом предельного состояния равновесия полупространства и влияния поля анизотропии на основе уточненной математической модели устойчивости и алгоритмов решения систем нелинейных уравнений с использованием комбинации методов продолжения по параметру возмущения и по развитию пластических деформаций.

Результаты работы по моделированию НДС ограждающих конструкций во взаимодействии с грунтовым полупространством рекомендуются для уточнения поведения конструкций укреплений во взаимодействии с неоднородными грунтовыми массивами при проектировании реальных объектов, а также для проведения анализа НДС ограждающих конструкций с учетом сложных инженерно-геологических условий и идентификации возможных опасностей. Это позволит в некоторой степени снизить возможность перемещений грунтового массива, уменьшить уровень риска разрушения конструкций укрепления и повысить надежность последующей эксплуатации строящихся объектов и существующих, близко расположенных, зданий и сооружений плотной городской застройки.

При проектировании объекта строительства в условиях плотной застройки необходимо выбирать объемно-планировочные и конструктивные решения с учетом влияния заглубленных сооружений на существующие здания и предусматривать ограждающие конструкции для укрепления стен котлована, а возведение фундаментов нового объекта проектировать с учетом их влияния на напряженное состояние оснований существующих объектов и обеспечения возможности их независимой осадки [2, 9].

В нормативной базе по регулированию реконструкции городских территорий в условиях плотной застройки [4] следует закрепить необходимость проведения комплексного анализа возможности нового строительства на территориях с существующей застройкой и обязательного научно-технического сопровождения всех процессов исследования, проектирования, строительства и последующей эксплуатации новых и существующих объектов городской среды в процессе реконструкции городской застройки.

РЕЗЮМЕ. Запропоновано методологію дослідження напружено-деформованого стану конструкцій укріплень ґрунтових масивів з урахуванням геометричної та фізичної нелінійностей на основі нелінійної теорії пружності і пластичності ґрунтів. Проведено порівняння чисельних та аналітичних результатів оцінки стійкості підпірної стіни та отримано числові результати дослідження впливу неоднорідного ґрунтового півпростору на напружено-деформований стан огорожувальних конструкцій глибокого котловану. Рекомендовано наукове обґрунтування принципів реконструкції ділянок міської території зі щільною забудовою і складними інженерно-геологічними умовами для науково-технічного супроводу всіх процесів реконструкції, а також вироблення рекомендацій для безпечного і рівномірного розвитку забудованих територій.

1. *Баженев В.А., Сахаров А.С., Цыхановский В.К.* Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды // Прикл. механика. – 2002. – **38**, № 6. – С. 24 – 63.
2. *Войтенко С.П.* Математична обробка геодезичних вимірів. Теорія похибок вимірів / Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2003. – 216 с.
3. *Гольдштейн М.Н.* Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1973. – 293 с.
4. *Дьомін М.М., Омеляненко М.В.* Актуальні питання удосконалення нормативно-правової бази формування міського середовища // Містобудування та територіальне планування. – К.: КНУБА, 2004. – Вип. 19. – С. 81 – 88.
5. *Кислюк В.Н., Цыхановский В.К., Прусов Д.Э.* К решению задач определения неравномерных осадок оснований существующих зданий от влияния смежного строительства // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2012. – Вип. 43. – С. 161 – 172.
6. *Лехницкий С.Г.* Теория упругости анизотропного тела. – М.: Наука, 1977. – 415 с.
7. *Прусов Д.Е.* Проблемы проектирования огорождающих конструкций глубоких котлованов в условиях щільної забудови // Містобудування та територіальне планування / Збірник наукових праць. – К.: КНУБА, 2009. – Вип. 73. – С. 121 – 130.
8. *Цыхановський В.К., Прусов Д.Е.* Метод скінченних елементів у задачах дослідження неоднорідного півпростору з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності // Опір матеріалів та теорія споруд: Наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2004. – Вип. 75. – С. 87 – 98.
9. *Чибіряков В.К., Старосєров В.С., Кравченко З.М.* Дослідження точності моделювання осадок ґрунтових основ при моніторингу інженерного середовища // Інженерна геодезія: Зб. наук. праць. – К.: КНУБА, 2011. – Вип. 57. – С. 56 – 67.
10. *Шимановский А.В., Цыхановский В.К.* Теория и расчет сильно нелинейных конструкций. – К.: Сталь, 2005. – 432 с.
11. *Chen H.K., Tang H.M.* Study on the Support-Anchor Combined Technique to Control Perilous Rock at the Source of Avalanche by Fracture Mechanics // Int. Appl. Mech. – 2013. – **49**, N 3. – P. 369 – 378.
12. *Ben-Joseph Eran.* Innovating Regulations in Urban Planning and Development // J. Urban Plann. Dev. – 2005. – **131**, N4. – P. 201 – 205.
13. *Guz A.N.* Stability of Elastic Bodies under Uniform Compression (Review) // Int. Appl. Mech. – 2012. – **48**, N 3. – P. 241 – 293.
14. *Harr M.E.* Foundations of Theoretical Soil Mechanics. – McGraw-Hill Book Company, 1966. – 381 p.
15. *Martynyuk A.A., Mullazhonov R.V.* Revisiting the Theory of Stability of Stationary Linear Large-Scale Systems // Int. Appl. Mech. – 2012. – **48**, N 1. – P. 101 – 111.
16. *Oden J.T.* Finite Elements of Nonlinear Continua. – Dover Civil and Mechanical Engineering Publications, 2006. – 448 p.
17. *Prager W.* Introduction to Mechanics of Continua. – Dover Books on Engineering, 2004. – 240 p.
18. *Prusov D.E.* Numerical Research of the Retaining Constructions During Reconstruction of the Transport Structures // Transport. – 2012. – **27**, N 4. – P. 357 – 363.
19. *Prusov D.E.* Aspects of the Influence Assessment of the New Construction During the Reconstruction of Urban Territory Areas in the Dense Building Conditions // Proc. of the National Aviation University. – 2013. – **53**, N 3. – P. 5 – 13.
20. *Telles J.C.F.* The Boundary Element Method Applied to Inelastic Problems. – Lecture Notes in Engineering. – Berlin-Heidelberg: Springer-Verlag, 1983. – 160 p.
21. *Yishao Shi, Shuangyan Li.* Research on Rational Urban Growth and Land-Use Issues. – J. Urban Plann. Dev. – 2007. – **133**, N2. – P. 91 – 94.

Поступила 29.07.2011

Утверждена в печать 26.06.2013