

РАСЧЕТ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КОТЛОВАНОВ МЕТОДОМ НАКЛОННЫХ БЛОКОВ

CALCULATION OF RETAINING WALLS BY METHOD OF INCLINED BLOCKS

В. В. БРЫКСИН

В статье предлагается идея инженерного численного метода расчета ограждающих конструкций котлованов, позволяющего с использованием теории предельного равновесия определять величины бокового давления грунта на конструкцию в зависимости от характера её деформаций с учетом особенностей распределения давлений в пределах призмы обрушения. Приводится вывод основных зависимостей предложенного метода, результаты исследований и расчетов с использованием разработанного программного обеспечения. Дано сопоставление результатов полученного решения с экспериментальными данными и результатами математического моделирования методом конечных элементов.

Ключевые слова:

Активное давление грунта, гибкие подпорные стенки, теоретический анализ, численное моделирование

The paper proposes the idea of engineering numerical approach for analyzing retaining structures behavior of foundation pits. This method determine the values of the lateral ground pressure on the structure by means of the limit equilibrium theory, depending on the nature of its deformations and taking into account pressures distribution within the wedge failure. Main dependencies of the proposed method and its derivation, results of studies and calculations using the developed software are presented. Comparison of outcomes by the obtained solution with experimental data and results of mathematical modelling by the finite element method are also given in the paper.

Key words:

Active earth pressure, flexible retaining walls, numerical modelling, theoretical analysis

Введение

Проектирование ограждающих конструкций котлованов, представляющих собой гибкие подпорные стены, и расчет внутренних усилий в них неразрывно связаны

с адекватным нахождением величин и характера распределения бокового давления грунта на ограждение. Распределение давления грунта, как известно, зависит от значительного числа факторов, среди которых важное место занимают перемещения и деформации ограждающей конструкции. Использование современных численных методов математического моделирования позволяет учитывать этот фактор среди прочих и не задумываться над тем, сколь принципиален такой учет.

Однако математическое моделирование методом конечных элементов может выполняться далеко не для всех проектов, а только для наиболее уникальных и ответственных. Кроме того, анализ результатов математического моделирования может быть в ряде случаев затруднителен и требуется иметь простые инженерные методы для проверки адекватности его результатов. В большинстве случаев при проектировании ограждений котлованов используется программное обеспечение, основанное на применении контактных моделей или аналитических зависимостей. Использование таких подходов предполагает задание функций предельных величин бокового давления грунта (активного и пассивного) на ограждающую конструкцию, достигаемых при определенных значениях перемещений конструкции. Характер и интенсивность деформаций подпорной стены при задании предельных давлений обычно не рассматриваются. Принимаемые функции величин активного давления, как правило, соответствуют классическим решениям теории предельного равновесия и линейно возрастают с глубиной в однородных грунтах [1].

Наиболее распространены метод Ш. Кулона [2], в основе которого лежит допущение о замене криволинейных линий скольжения прямыми, и метод В. В. Соколовского [3], который предлагает приближенное решение уравнений предельного равновесия. Именно по решениям Кулона и Соколовского нормативные документы предлагают определять коэффициенты давления на ограждающие конструкции. При этом предельные величины давления грунта на гибкую стенку (активного и пассивного давления) не зависят от характера и интенсивности деформаций подпорной конструкции.

Многочисленные результаты лабораторных экспериментов и натуральных измерений [4 — 8, 10 — 12] свидетельствуют о том, что в результате проявления арочного эффекта фактические эпюры давления грунта на гибкие подпорные стены отличны от прямолинейной формы и существенно зависят от деформаций конструкции (рис. 1). Для учета этого явления в зарубежной литературе имеются разнообразные предложения эмпирического характера, задающие эпюру активного давления грунта трапециевидной формы для ограждений, имеющих многоярусное крепление [9]. Физической трактовки эти предложения не имеют, гибкость подпорных стен в должной степени ими не учитывается.

На рис. 1, *а*, *б*, *в* показаны разные по характеру деформации гибкой подпорной стенки и соответствующие им эпюры боковых давлений. Различная форма эпюр боковых давлений связана с тем, что классическое решение предполагает смещение монолитной призмы обрушения, в пределах которой грунт находится в предельном равновесии, без учета локальных смещений наклонных блоков грунта внутри самой призмы

и, как следствие, без учета перераспределения давлений по высоте стенки в зависимости от характера и величин этих локальных смещений. По линиям скольжения при смещении ограждающей конструкции, а соответственно, и при перемещении грунта за стенкой, действуют нормальные и касательные напряжения. Равнодействующие этих напряжений и их направления, соответствующие каждому из рассматриваемых нами случаев смещения стенки, показаны на произвольно выделенной полоске грунта, заключенной между смежными линиями скольжения на рис. 1, *з*, *д*, *е*. Очевидно, что распределения давлений на стенку будет зависеть от величин и направления этих сил (в частности, касательных напряжений по линиям скольжения).

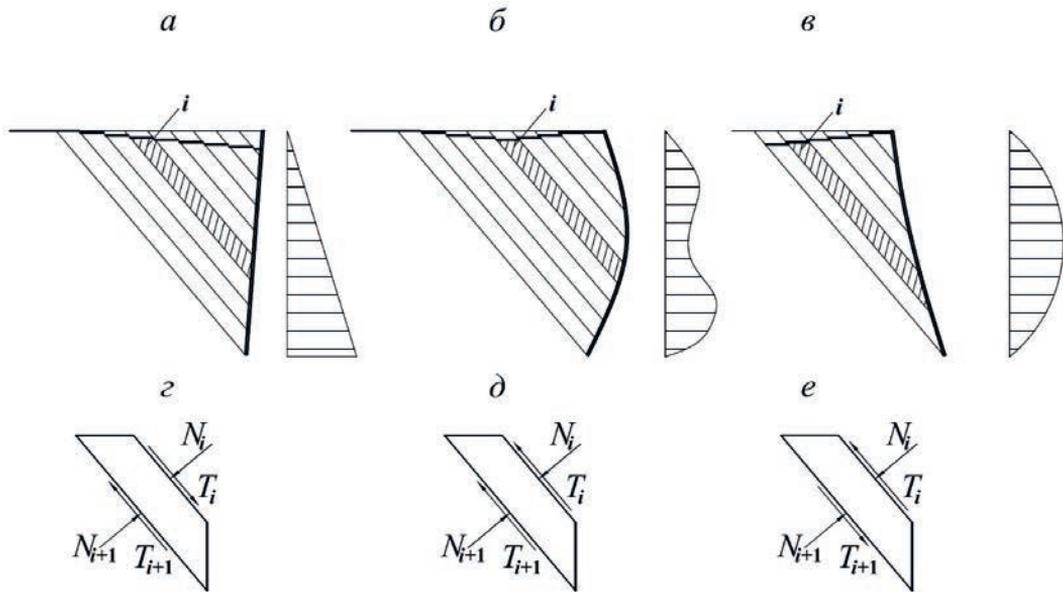


Рис. 1. Эпюры боковых давлений в зависимости от разных по характеру деформаций подпорной стенки. Направления равнодействующих нормальных и касательных напряжений при смещении произвольной полоски грунта

В данной статье приводится идея расчета ограждающих конструкций котлованов с использованием метода определения величин давления грунта на подпорную стенку в зависимости от характера её деформаций с учетом особенностей распределения давлений в пределах призмы и действия сил трения на границах условно выделяемых наклонных блоков скольжения.

Метод наклонных блоков для расчета подпорных стенок

На рис. 2 представлена расчетная схема абсолютно гладкой стенки для метода наклонных блоков.

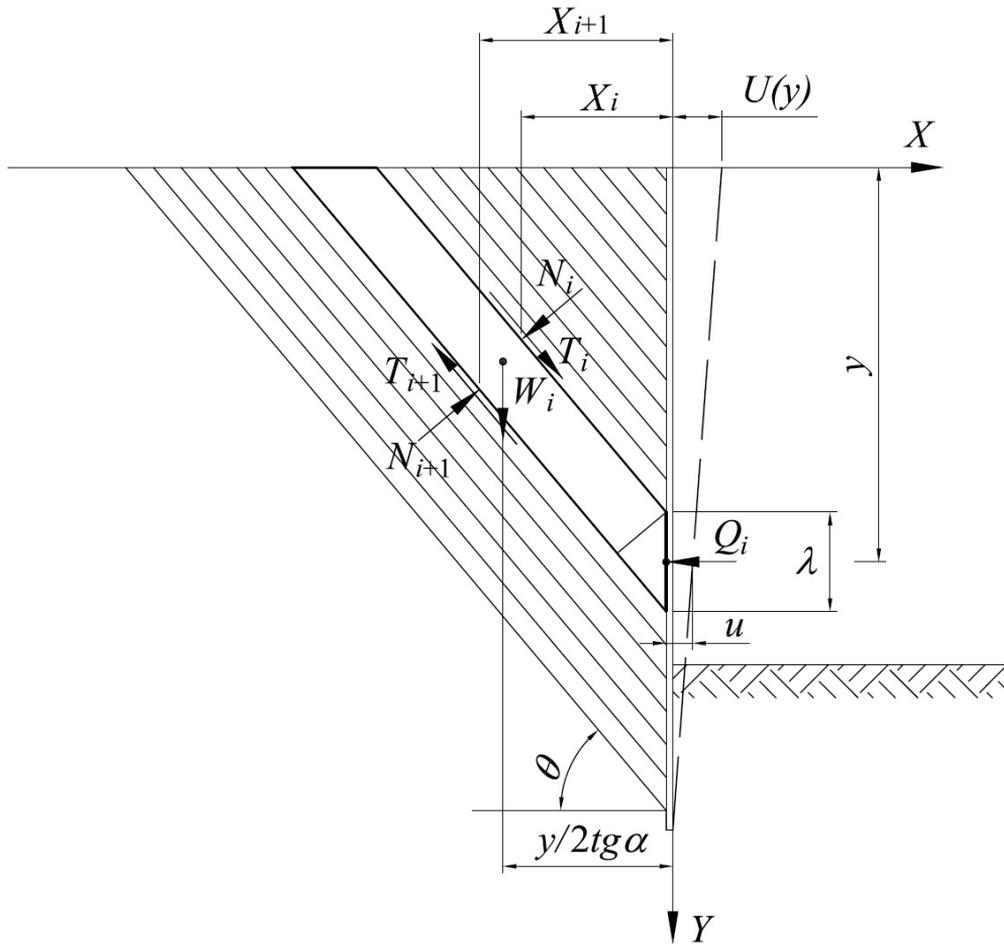


Рис. 2. Расчетная схема предлагаемого метода

Разобьём массив грунта за стенкой на элементарные наклонные блоки высотой dy , угол наклона к горизонту которых соответствует положению плоских линий скольжения при переходе к активному предельному состоянию: θ . Выделив элементарный i -й блок, передающий давление на подпорную стенку на глубине y , рассмотрим усилия, действующие на него: W_i – вес элементарного блока; T_i и T_{i+1} – равнодействующие касательных напряжений на верхней и нижней гранях блока; N_i и N_{i+1} – равнодействующие нормальных напряжений на верхней и нижней гранях блока; Q_i – равнодействующая нормальных напряжений на контакте со стеной (касательные напряжения на контакте отсутствуют, так как для рассматриваемого случая стенка абсолютно гладкая).

В результате давления грунта подпорная стена испытывает прогиб $U(y)$.

Таким образом, рассматривая равновесие одиночного i -го блока, мы имеем для него 6 неизвестных:

- T_i , N_i , Q_i – неизвестные равнодействующие;

- x_i, y_i – геометрические характеристики, описывающие положение равнодействующих нормальных напряжений N_i и Q_i ;
- U_i – горизонтальные смещения подпорной стенки, определяющие соотношения T_i и N_i .

Если решать задачу численно, при разбиении массива грунта на n блоков мы будем иметь $6n$ неизвестных.

Для решения задачи можно использовать:

- $3n$ уравнений равновесия элементарных блоков;
- n условий эмпирической зависимости $T(U)$;
- n уравнений изгиба балки в конечно-разностной форме;
- n допущений о приложении равнодействующих Q_i , которые ввиду малости λ можно считать приложенными в средних линиях элементарных блоков, т.е. при численном подходе эпюра давлений грунта на подпорную стену заменяется кусочно-постоянной функцией.

Таким образом, для $6n$ неизвестных имеем $6n$ зависимостей, т.е. задача может быть однозначно решена. Блок-схема метода приведена на рис. 3.

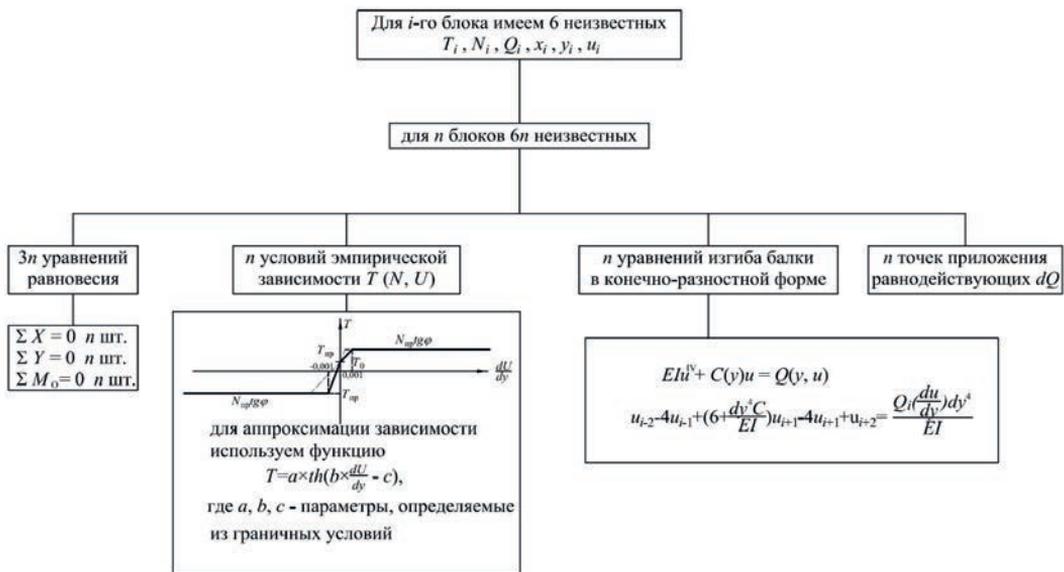


Рис. 3. Блок-схема метода

Рассмотрев уравнения равновесия элементарного блока (см. рис. 2) и выполнив соответствующие преобразования, получим следующее выражение для определения равнодействующих давлений:

$$Q_i = \gamma y_i \lambda - \frac{T_{i+1} - T_i}{\cos \theta} \quad (1)$$

Из полученного уравнения (1) видно, что величины давлений на стенку в пределах каждого элементарного блока зависят от сил трения на его верхней и нижней границах. В свою очередь, очевидно, что значения равнодействующих касательных сил на границах элементарных блоков напрямую зависят характера и величины их смещения относительно друг друга.

Многочисленные экспериментальные исследования и теоретические соображения, изложенные выше на феноменологических моделях (см. рис. 1) для различных по характеру деформаций гибкой подпорной стенки, показывают, что в общем случае зависимость касательных напряжений в грунте на площадках сдвига от интенсивности сдвиговых деформаций может быть представлена идеализированной кусочно-линейной зависимостью. В нашем случае эта зависимость может быть представлена в виде, показанном на рис. 4.

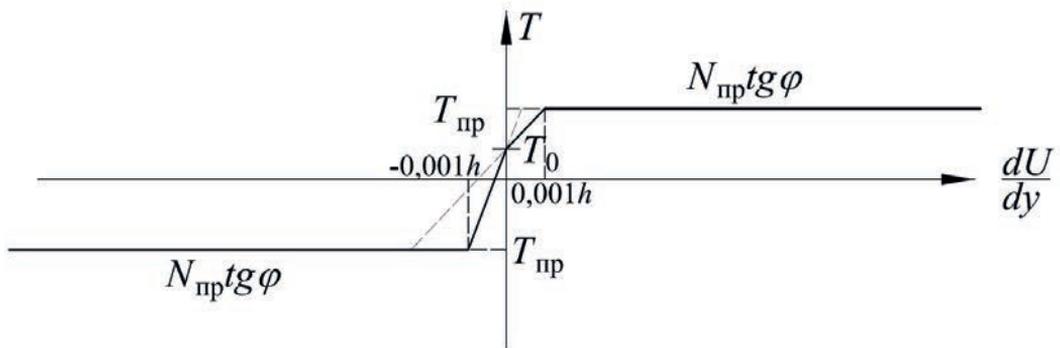


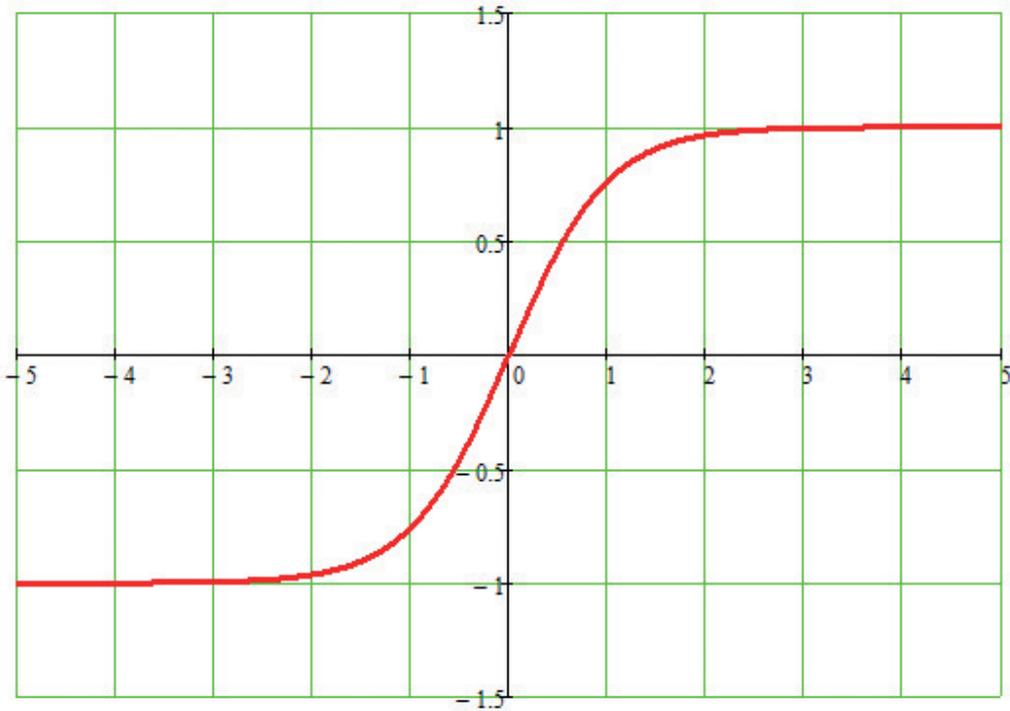
Рис. 4. Кусочно-линейная зависимость $T(U)$: T_0 — интенсивность касательных напряжений на границах блоков в состоянии покоя; h — глубина котлована; $T_{пр}$ — интенсивность касательных напряжений на границах блоков в состоянии предельного равновесия грунта (активная зона)

График на рис. 4 учитывает распределение касательных напряжений на границах наклонных блоков в зависимости от характера деформирования стенки и позволяет отобразить общую картину перемещения массива грунта в пределах призмы обрушения, соответствующую экспериментальным данным.

Для аналитической аппроксимации указанной эмпирической зависимости $T(U)$ используем функцию гиперболического тангенса (рис. 5) в виде

$$T = a \cdot \text{th}(b \cdot U + c), \quad (2)$$

где a, b, c — искомые параметры.

Рис. 5. График функции $y = \text{th}(x)$

Для аппроксимации воспользуемся двумя выражениями вида (2) с различными параметрами растяжения графиков b для левой (при $U < 0$) и правой (при $U > 0$) частей зависимости относительно оси ординат (см. рис. 4). Для этого выделим отдельно левую и правую части зависимости $T(U)$ относительно оси T (см. рис. 4) и каждую из них аппроксимируем с помощью графика функции гиперболического тангенса (см. рис. 5). Для этого следует определить параметры a , b и c для двух вариантов функции вида $d_y T = a \cdot \text{th}(bU + c)$ при $U < 0$ и $U > 0$ соответственно.

Параметр амплитуды графика для обеих аппроксимирующих функций одинаков:

$$a = N_{i+1}^{\text{np}} \text{tg}\phi.$$

Для случая состояния покоя ($U = 0$) получаем параметр горизонтального смещения для графиков c :

$$c = \text{arth} \left(\frac{T_{i+1}^0}{N_{i+1}^{\text{np}} \text{tg}\phi} \right).$$

Параметр растяжения b графиков получаем численной аппроксимацией с учетом того, что при $U = 0,001h$ T стремится к T_{np} , а при $U = -0,001h$ T стремится к $-T_{\text{np}}$. Соответственно, для правой части графика (при $U > 0$)

$$b = \frac{3600 - 1000c}{h};$$

для левой части графика (при $U < 0$)

$$b = \frac{\theta + \theta \tilde{n}}{h}.$$

Таким образом, для случая аппроксимации правой части предлагаемой кусочно-линейной зависимости T от U , представленной на рис. 4 ($U = 0,001h$, T стремится к T_{np}) зависимость (2) приобретает вид

$$T_{i+1} = N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{th} \left[\left(3600 - \left(1000 \cdot \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1-k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right) \right) U/h + \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1-k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right]; \quad (3)$$

Аналогично для случая аппроксимации левой части – зависимость (2) приобретает вид

$$T_{i+1} = N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{th} \left[\left(3600 + \left(1000 \cdot \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1-k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right) \right) U/h + \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1-k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right]; \quad (4)$$

С учетом полученных уравнений выведем уравнение изогнутой оси балки. В общем случае запишем уравнение балки на упругом основании. Упругое основание, описываемое коэффициентом постели или упругого отпора, будем использовать для моделирования грунта, работающего в пассивной области со стороны котлована, а также для моделирования упругих опор (распорок или анкеров), удерживающих стену.

Уравнение изгиба балки

$$EI \frac{d^4 U}{dy^4} + c(y)U = q\left(y, \frac{dU}{dy}\right); \quad (5)$$

подставляем (5) в (1):

$$Q(y, U) = \gamma y \lambda - \frac{T_{i+1} - T_i}{\cos \theta}, \quad q\left(y, \frac{dU}{dy}\right) = \frac{Q}{\lambda}. \quad (6)$$

Подставив (6) в (5), получим уравнение изгиба подпорной стенки, в котором величина давления грунта на стену со стороны массива зависит от начального напряженного состояния в массиве, прочностных характеристик грунта и деформаций ограждающей конструкции.

Полученное уравнение решается численно методом конечных разностей с учетом различных краевых условий.

Для реализации предложенной методики был составлен численный алгоритм и написана компьютерная программа, в которой решение поставленной задачи выполняется методом последовательных приближений (итераций).

Тестовые результаты расчетов

Далее представлены тестовые результаты расчета по описанному выше методу, реализованному в программе, в том числе найденные эпюры распределения бокового давления в зависимости от деформаций, и их сопоставление с экспериментальными данными и результатами численного моделирования.

В тестовом примере рассмотрим ограждающую стенку с закреплением в верхней части одним анкером или распоркой (рис. 6). Грунт засыпки однородный ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^2$, $\varphi = 30^\circ$). Глубина котлована 5 м, заделка стенки ниже дна котлована - 2 м. Жесткость стенки на изгиб 100000 кН/м^2 , что соответствует стене в грунте толщиной $0,375 \text{ м}$. Число разбиений на наклонные блоки — 50.

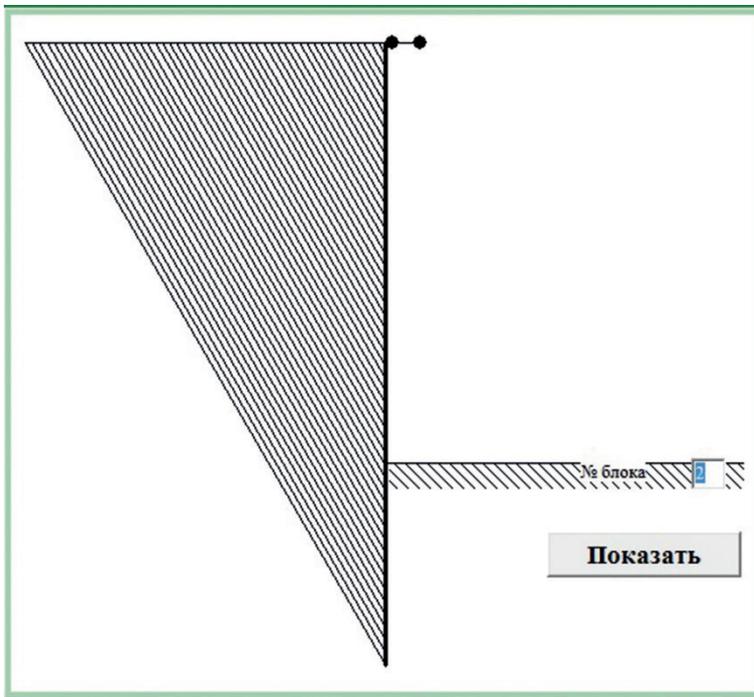


Рис. 6. Расчетная схема

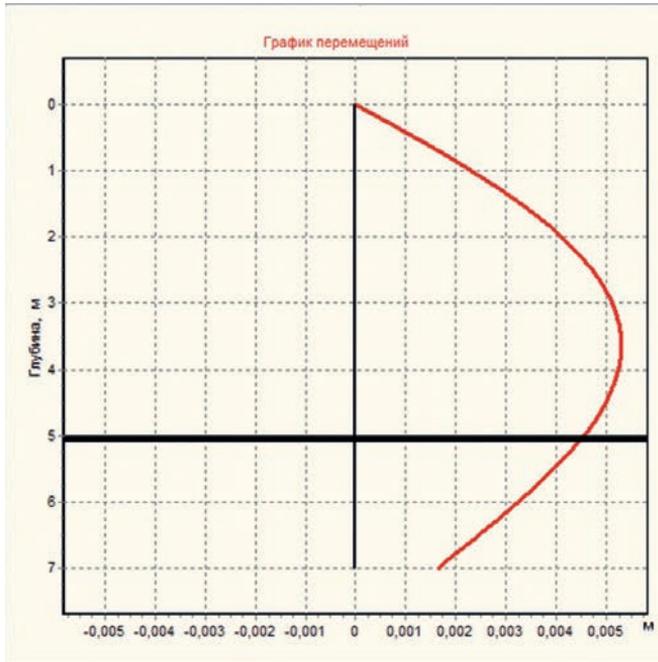


Рис. 7. График перемещений стенки, м

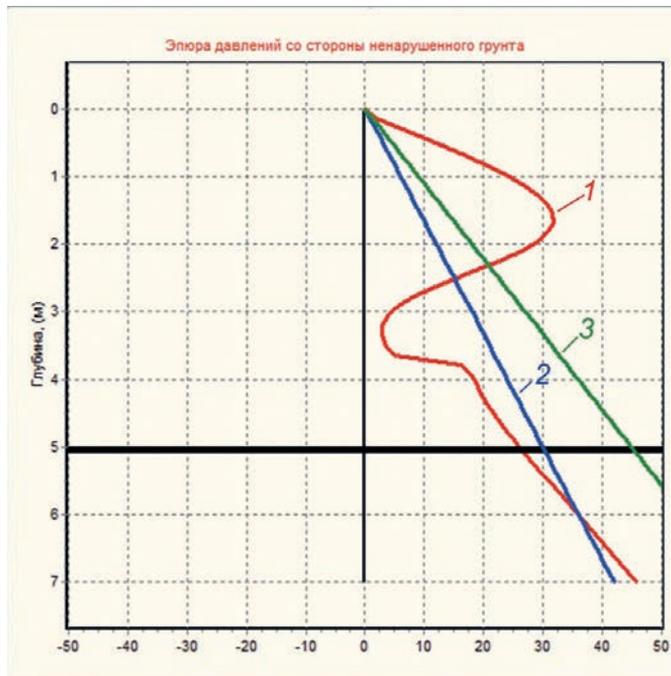


Рис. 8. Эюра давлений со стороны ненарушенного грунта, кПа: 1 – эюра боковых давлений, полученная при помощи предлагаемого метода; 2 – эюра распределения давления по теории Кулона; 3 – эюра давления покоя грунта.

При расчете по схеме с закреплением верха стенки получены результаты, которые по характеру распределения боковых давлений соответствуют экспериментальным данным и теоретическим рассуждениям на феноменологических моделях, представленных выше (см. рис. 1). Полученная эпюра 1 бокового давления на рис. 8 показывает перераспределение давлений по высоте, при котором боковое давления грунта уменьшается в пролетной части, где стенка имеет наибольшие прогибы (рис. 7), и увеличивается в зоне опоры и ниже уровня дна котлована. При сопоставлении размеров площадей эпюр 1 и 2 можно сделать вывод о том, что равнодействующие боковых давлений, полученных предлагаемым методом и по теории Кулона, приблизительно равны по величине.

Результаты расчетов по предложенной методике в целом свидетельствуют о соответствии по характеру распределения боковых давлений грунта на подпорную стенку экспериментальным данным [4 — 8, 10]. На рис. 9 представлена эпюра давления грунта на стенку, экспериментально полученная П. Роу в 1952 г. [10]. Конструкция стенки, условия её закрепления и нагружения песчаным грунтом в опытах Роу сопоставимы с расчетной схемой рассмотренного выше тестового примера, как и характер распределения бокового давления на подпорную стенку со стороны засыпки.

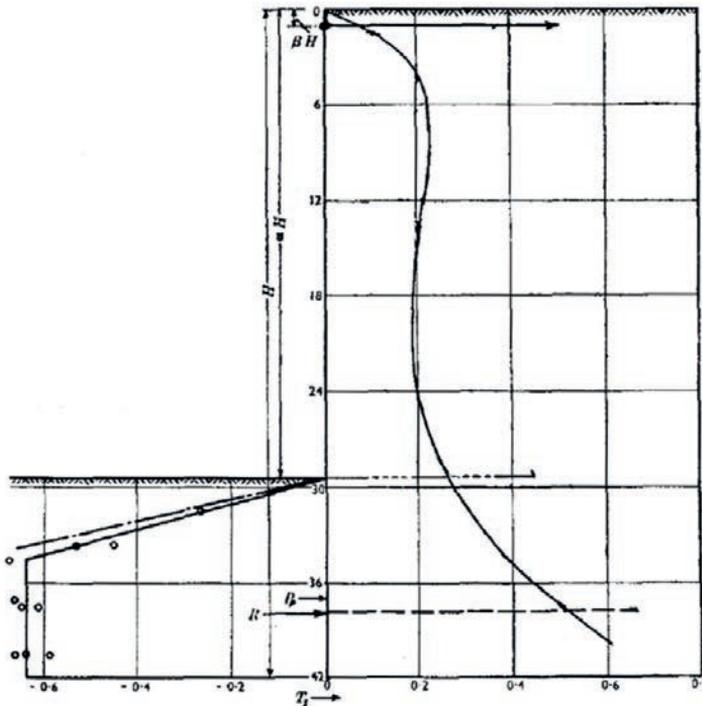


Рис. 9. Эпюра давления грунта на стенку, экспериментально полученная П. Роу (1952), по материалам [10]

Для сопоставления был выполнен расчет тестового примера с помощью математического моделирования в программе Plaxis с использованием модели грунта Кулона-Мора. На рис. 10 приведена расчетная схема. На рис. 11 показана эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки, на рис. 12 и 13 – соответственно изополя горизонтальных напряжений в массиве грунта и эпюра давлений со стороны ненарушенного грунта, которая по характеру и величине достаточно близка к полученной в результате реализации предлагаемого метода, что позволяет сделать вывод о хорошей сходимости метода и с результатами численного эксперимента.

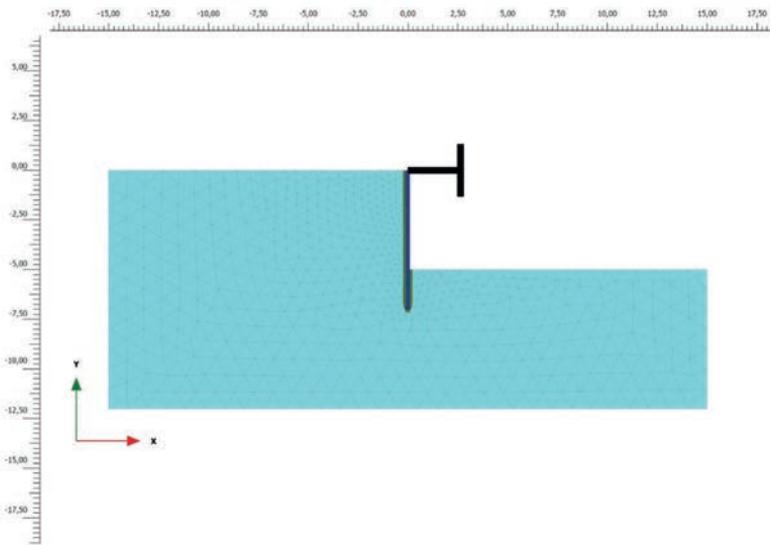


Рис. 10. Расчетная схема Plaxis

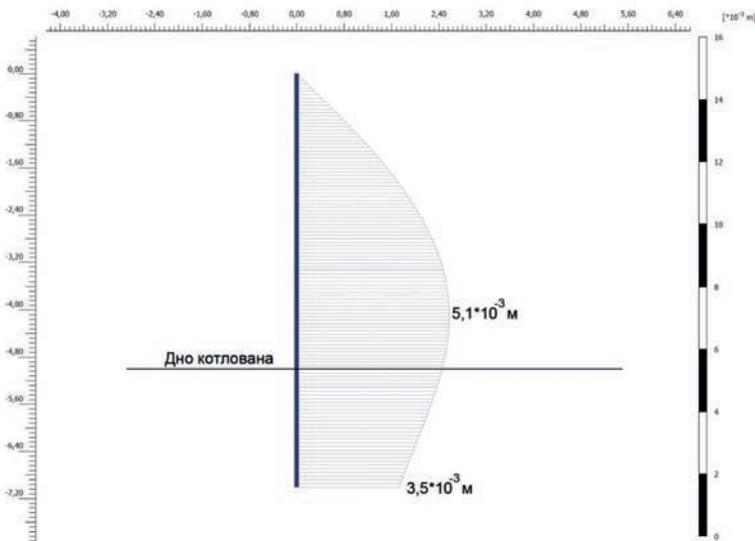


Рис. 11. График перемещений стенки

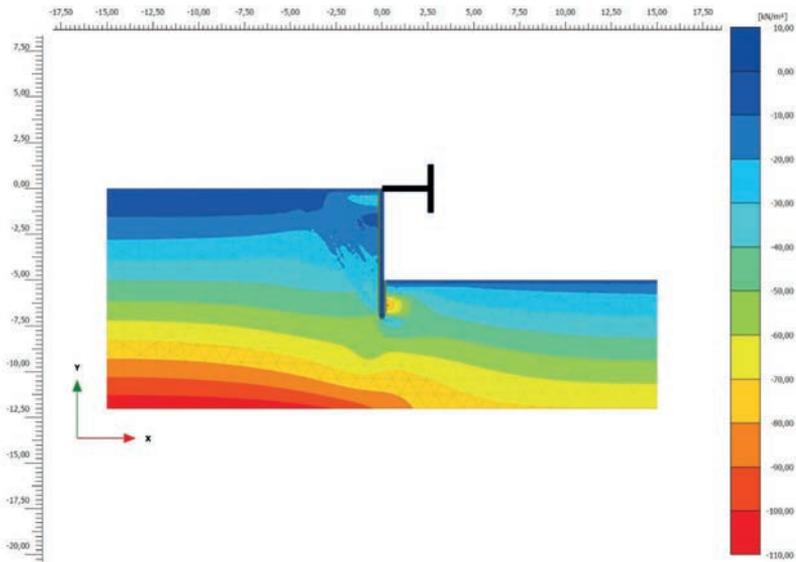


Рис. 12. Изополя горизонтальных напряжений в массиве грунта

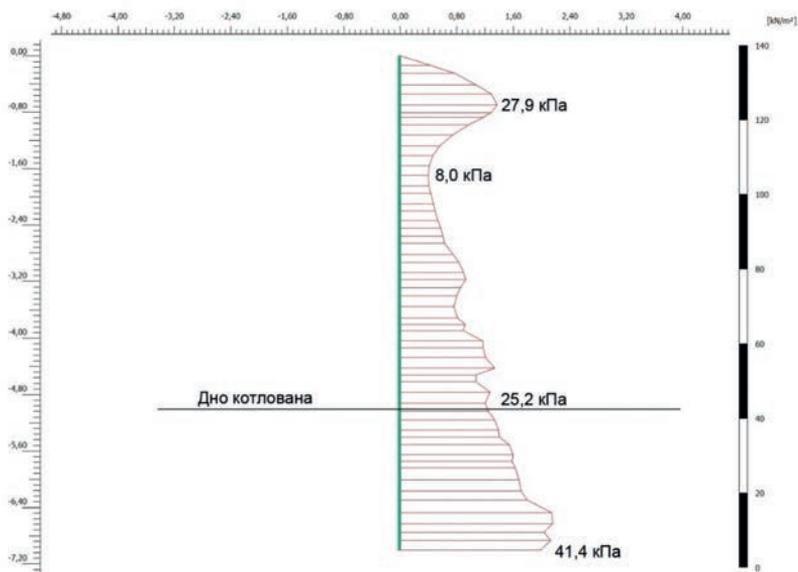


Рис. 13. Эпюра давлений со стороны ненарушенного грунта

Заключение

Предложен инженерный метод расчета бокового давления грунта в зависимости от характера и интенсивности деформаций подпорной конструкции. В настоящее время метод позволяет оценивать распределение боковых давлений по высоте стенки в активной зоне. Первичное сопоставление результатов расчетов с экспериментальными данными дает возможность сделать вывод о хорошем их соответствии.

Для дальнейшей верификации предложенного метода авторами предполагается, наряду с изучением большого количества материалов экспериментальных данных прошлых лет, проведение собственных лотковых экспериментов с требуемой степенью повторяемости результатов для сопоставления с теоретическими исследованиями. На основании результатов запланированных экспериментов возможно внесение, при необходимости, уточнений в основополагающую функциональную зависимость метода, а именно, зависимость распределения касательных напряжений на границах наклонных блоков от характера деформирования стенки по рис. 4. Планируется получение аналогичных зависимостей для давлений грунта в пассивной зоне, верификация их величин, а также усложнение расчетной схемы, т.е. предполагается рассматривать многослойное основание, сложенное из песчаных и глинистых грунтов, учитывать поверхностные нагрузки и пр.

В целом разработка рассмотренного метода и выполнение указанных исследований позволит проектировать ограждения котлованов более экономичными на основе учета концентрации активного давления на участках крепления подпорных стен, что приведет к снижению величин изгибающих моментов в конструкциях и, как следствие, к экономии материалов и средств при выполнении ограждений котлованов.

Библиографический список

1. СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбозащитные и рыбопропускные сооружения.
2. Ухов С. Б. [и др.]. Механика грунтов, основания и фундаменты. — М.: Высшая школа, 2007.
3. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. — М.: ГИТТЛ, 1964.
4. Дуброва Г.А. Взаимодействие грунта и сооружений. — М.: Речной транспорт, 1963.
5. Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки. Расчет и проектирование. — Л: Издательство литературы по строительству, 1970.
6. Лазебник Г. Е. Исследование распределения давления грунта на модели гибких одноанкерных подпорных стенок. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1966. — №2. — С. 3-5.
7. Гончаров Ю.М. К вопросу о применении теории Кулона для определения давления грунта на гибкие стенки. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1959. — №4. — С. 37-41
8. Hansen J. Brinch. Earth Pressure Calculation. The Institution of Danish Civil Engineers. Copenhagen, 1953.
9. Chang-Yu Ou. Deep excavations. Theory and Practice. Taylor&Francis Group, London, UK. 2006.

10. *Rowe P.W.* Anchored Sheet-Pile Walls. / Proceedings of the Institution of Civil Engineers. — Part 1. — No. 1. — Pp. 27-70.

11. *Tomio Tomano, Satoshi Fukui, Susumu Mizutani, Hideo Tsuboi.* Earth and water pressures acting on the excavation side of braced walls in soft ground. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. An International Symposium held at City University, London, UK, 15-17 April 1996.

12. *Bourne-Webb P. J., Potts D. M., Rowbottom D.* Plastic bending of steel sheet piles. / Proceedings of the Institution of Civil Engineer, Geotechnical Engineering. 160, July 2007. Issue GE3, pp. 129-170.

Автор:

Виталий Владимирович БРЫКСИН, научный сотрудник, лаборатория методов расчёта подземных сооружений и геотехнического прогноза НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vitaly BRYKSIN, researcher, Laboratory of methods for calculating underground structures and geotechnical forecasting, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geo.pgs@mail.ru

тел.: +7 (926) 581-94-28