https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-00-00 EDN: RUKNUL
УДК 624.131.53

УЧЕТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА ПРИ РАСЧЕТЕ ГИБКИХ ПОДПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ИХ ДЕФОРМАЦИЙ

В.В. БРЫКСИН

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Сегодня при проектировании гибких подпорных стен и ограждений котлованов наиболее широко используются методы, базирующиеся на классических теориях. Эти подходы предполагают линейное или кусочно-линейное распределение активного давления грунта. Однако реальные подпорные конструкции под нагрузкой подвергаются деформациям, что существенно влияет на перераспределение бокового давления грунта по высоте стенки в пределах призмы обрушения. В статье рассматривается верификация ранее предложенного метода наклонных блоков, который позволяет учитывать перераспределение бокового давления грунта и рассчитывать гибкие подпорные конструкции с учетом реального возникновения НДС в массиве грунта. Даны практические рекомендации по его применению.

Цель. Верификация нового численно-аналитического метода определения бокового давления грунта и разработка практических рекомендаций по учету его перераспределения в активной зоне для гибких подпорных конструкций.

Материалы и методы. Проведено детальное сопоставление расчетных данных вычислений, полученных предложенным методом наклонных блоков с результатами экспериментальных исследований. Разработан алгоритм применения поправочных коэффициентов, учитывающих перераспределение бокового давления, с демонстрацией на конкретных расчетных примерах.

Результаты. Установлена высокая степень соответствия между расчетными и экспериментальными данными по распределению бокового давления грунта. Наблюдаемое незначительное превышение расчетных значений над экспериментальными объясняется влиянием сил трения на контакте «стенка – грунт». Сравнительный анализ показал, что расхождения между расчетами по таблицам поправочных коэффициентов и методом наклонных блоков (реализованным в специализированном ПО) не превышают 3 %, что подтверждает надежность предлагаемого подхода.

Выводы. Полученные результаты демонстрируют эффективность предложенного метода наклонных блоков для расчета давления на гибкие подпорные конструкции с верхним распорным креплением в зависимости от их деформаций. Сравнительный анализ экспериментальных данных с расчетными результатами показал высокую степень соответствия в характере распределения бокового давления грунта. Разработанные практические рекомендации позволяют с достаточной точностью учитывать перераспределение бокового давления без применения сложных геотехнических программных комплексов, что существенно упрощает инженерные расчеты.

Ключевые слова: активное давление грунта, гибкие подпорные стенки, теоретический анализ, ограждение котлована, метод, боковое давление грунта, деформации грунта, расчет, численно-аналитический метод

Для цитирования: Брыксин В.В. Учет распределения бокового давления несвязного грунта при расчете гибких подпорных конструкций в зависимости от их деформаций. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2025;46(3):XX–XX. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-XX-XX

Вклад автора
Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 15.06.2025
Поступила после рецензирования 28.07.2025
Принята к публикации 31.07.2025

DISTRIBUTION OF LATERAL PRESSURE OF UNBOUND SOIL IN CALCULATIONS OF FLEXIBLE RETAINING STRUCTURES DEPENDING ON THEIR DEFORMATIONS

V.V. BRYKSIN

Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy av., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. The most commonly used methods for designing flexible retaining walls and shoring of excavations are the ones based on classical theories. Such approaches assume a linear or piecewise linear distribution of active earth pressure. However, real retaining structures under load are subject to deformation, which significantly affects the redistribution of lateral earth pressure along the wall height within the collapse prism. The article discusses the verification of the previously proposed inclined block method, that considers the redistribution of lateral earth pressure and calculates flexible retaining structures taking into account the actual occurrence of stress-strain state in the soil mass. Practical recommendations for its application are provided.

Aim. To verify a new numerical analysis method for determining lateral earth pressure along with developing practical recommendations regarding its redistribution in the active zone for flexible retaining structures.

Materials and methods. Calculated data obtained using the proposed inclined block method were thoroughly compared with experimental research results. An algorithm was developed for applying correction factors that take into account lateral pressure redistribution, with demonstrations using specific calculation examples.

Results. High correspondence between calculated and experimental data on lateral earth pressure distribution has been established. Minor differences between the calculated and experimental values can be explained by the influence of friction forces at the wall–soil interface. As a comparison, the difference between the calculations using the correction factor tables and the inclined block method (implemented in specialized software) is less than 3 %, which verifies the reliability of the proposed approach.

Conclusions. The results obtained indicate the efficacy of the proposed inclined block method for calculating the pressure on flexible retaining structures with upper strut fastenings depending on their deformations. A comparative analysis of experimental data with calculated results showed a high degree of correspondence in the distribution of lateral earth pressure. The practical recommendations developed thus enable the redistribution of lateral pressure to be taken into account with sufficient accuracy without the use of complex geotechnical software packages, which considerably simplifies engineering calculations.

Keywords: active earth pressure, flexible retaining walls, theoretical analysis, shoring of excavation, method, lateral earth pressure, soil deformation, calculation, numerical analysis method

For citation: Bryksin V.V. Distribution of lateral pressure of unbound soil in calculations of flexible retaining structures depending on their deformations. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2025;46(3):XX–XX. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-XX-XX

Author contribution statement
The author takes responsibility for all aspects of the paper.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The author declares no conflict of interest.

Received 15.06.2025
Revised 28.07.2025
Accepted 31.07.2025

Введение

В работе [1] представлена концепция и реализация практического численно-аналитического метода для определения бокового давления грунта на деформируемые подпорные конструкции, учитывающего их реальное поведение под нагрузкой.

Метод заключается в определении и учете сил взаимного воздействия между элементарными наклонными блоками внутри призмы обрушения, которые непосредственно определяют характер перераспределения бокового давления грунта на ограждающую конструкцию (рис. 1).

Для проверки гипотезы смещаемых наклонных блоков грунта была выполнена серия лабораторных испытаний, исследующих характер деформаций грунта для различных

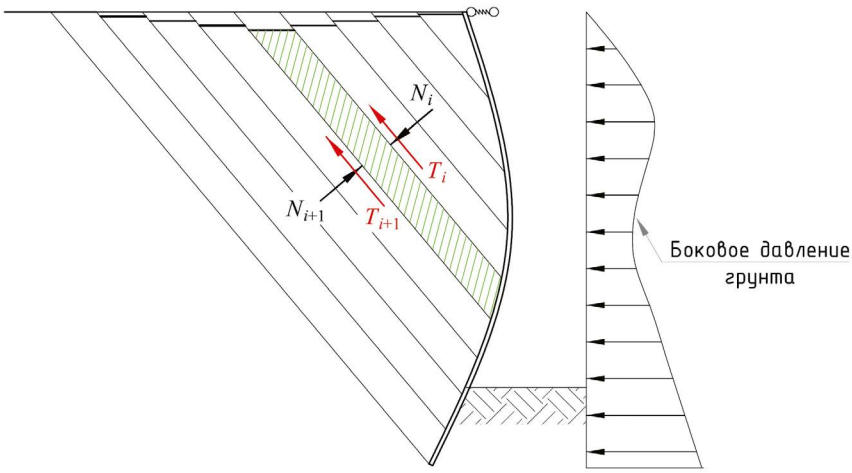

Рис. 1. Принципиальная схема метода наклонных блоков
Fig. 1. Diagram of the inclined block method

кинематических схем работы гибких подпорных конструкций [2]. Полученные экспериментальные данные позволили подтвердить соответствие наблюдаемого поведения грунта обратной засыпки расчетным предположениям, положенным в основу разработанного метода оценки бокового давления.

В статье представлены результаты расчетов бокового давления грунта на гибкие подпорные конструкции, выполненные методом наклонных блоков, и проведен сравнительный анализ с экспериментальными данными, подтверждающими достоверность предложенного подхода.

Представлены практические рекомендации по учету эффекта перераспределения грунтового давления в активной зоне без использования специализированного программного обеспечения (ПО). На примерах демонстрируется методика определения бокового давления с применением таблиц корректирующих коэффициентов, учитывающих перераспределение бокового давления грунта.

Сопоставление результатов расчетов методом наклонных блоков с экспериментальными данными

Экспериментальные исследования бокового давления грунта на подпорные конструкции проводились различными авторами на протяжении многих лет. В научной литературе широко представлены результаты испытаний с гибкими стенками, полученные как зарубежными, так и отечественными исследователями [3–10].

Для верификации предложенной методики выполнен сравнительный анализ расчетных результатов с данными натурных и лабораторных экспериментов П. Роу [4], Ю.М. Гончарова [5], Г.Е. Лазебника, Е.И. Чернышевой [3] и В.Ф. Раюка [6].

При отборе экспериментальных данных для сравнительного анализа учитывались кинематические схемы работы конструкций (в первую очередь одноанкерных подпорных стенок), условия проведения опытов (экскавация или обратная засыпка несвязным грунтом при постоянной жесткости анкерного крепления), полнота исходных данных о параметрах конструкции и характеристиках грунта, а также вариативность масштабов экспериментов, обеспечивающая репрезентативность выборки. Во всех рассматриваемых экспериментальных исследованиях измерение бокового давления грунта выполнялось прямыми методами.

Лабораторные исследования Роу проводились на масштабной модели подпорной конструкции, представляющей собой стальную листовую стенку высотой 0,749 м, закрепленную в верхней части анкерным креплением. Эксперимент выполнялся в специальном лотковом устройстве, моделирующем условия котлована. В исследованиях Ю.М. Гончарова, приближенных к натурным условиям, изучалось поведение металлической шпунтовой стенки с проектной глубиной выемки 4 метра. В рамках лотковых экспериментов Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой изучалось поведение одноанкерных тонкостенных подпорных конструкций высотой до 1,6 м при глубине экскавации 1 м. Натурные исследования под руководством В.Ф. Раюка были выполнены на железобетонной заанкеренной подпорной конструкции, расположенной на р. Оса. Особенностью конструкции являлось отсутствие заделки в грунте – вместо этого в качестве нижней опоры использовался выступ горизонтальной плиты, являющейся распорным элементом конструкции. Высота удерживаемого конструкцией грунтового массива достигала 6 метров.

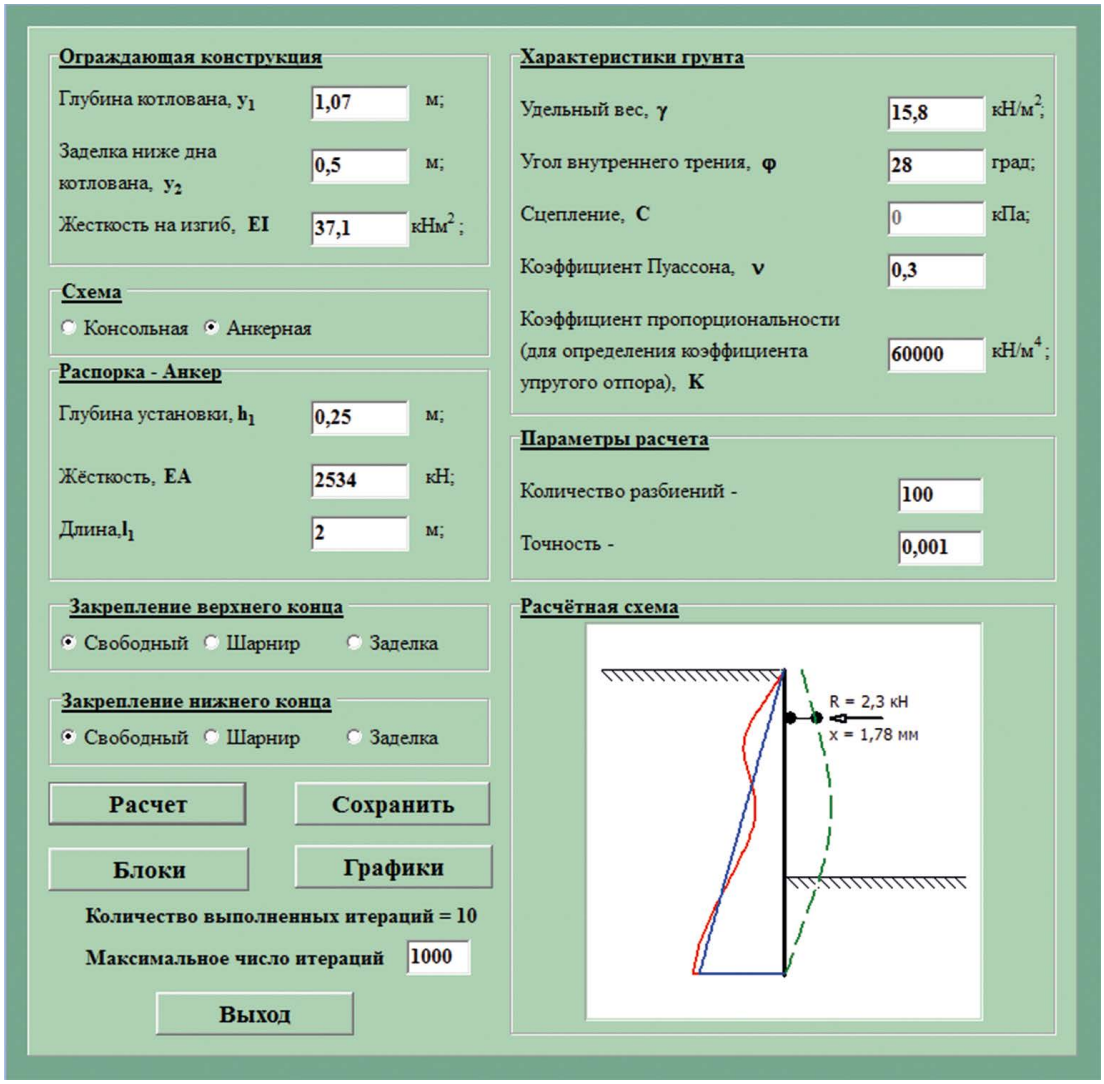

Рис. 2. Пример расчета подпорной конструкции в соответствии с экспериментом Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой
Fig. 2. The calculation of retaining structure in accordance with the experiment of G.E. Lazebnik and E.I. Chernysheva

Сравнительный анализ включал сопоставление расчетных данных, полученных по методу наклонных блоков, с экспериментальными результатами. Основное внимание уделялось соответствию эпюр бокового давления по характеру распределения и абсолютным значениям, поскольку именно эти параметры определяют формирование внутренних усилий в элементах ограждающей конструкции и распорной системы.

Для всех рассмотренных экспериментальных схем были выполнены расчеты с использованием разработанного программного обеспечения на основе метода наклонных блоков. На рис. 2 представлен пример ввода исходных данных и соответствующих результатов расчета.

На рис. 3 представлены сравнительные эпюры бокового давления грунта, полученные по предложенному методу наклонных блоков, экспериментальным данным Роу (рис. 3*а*),

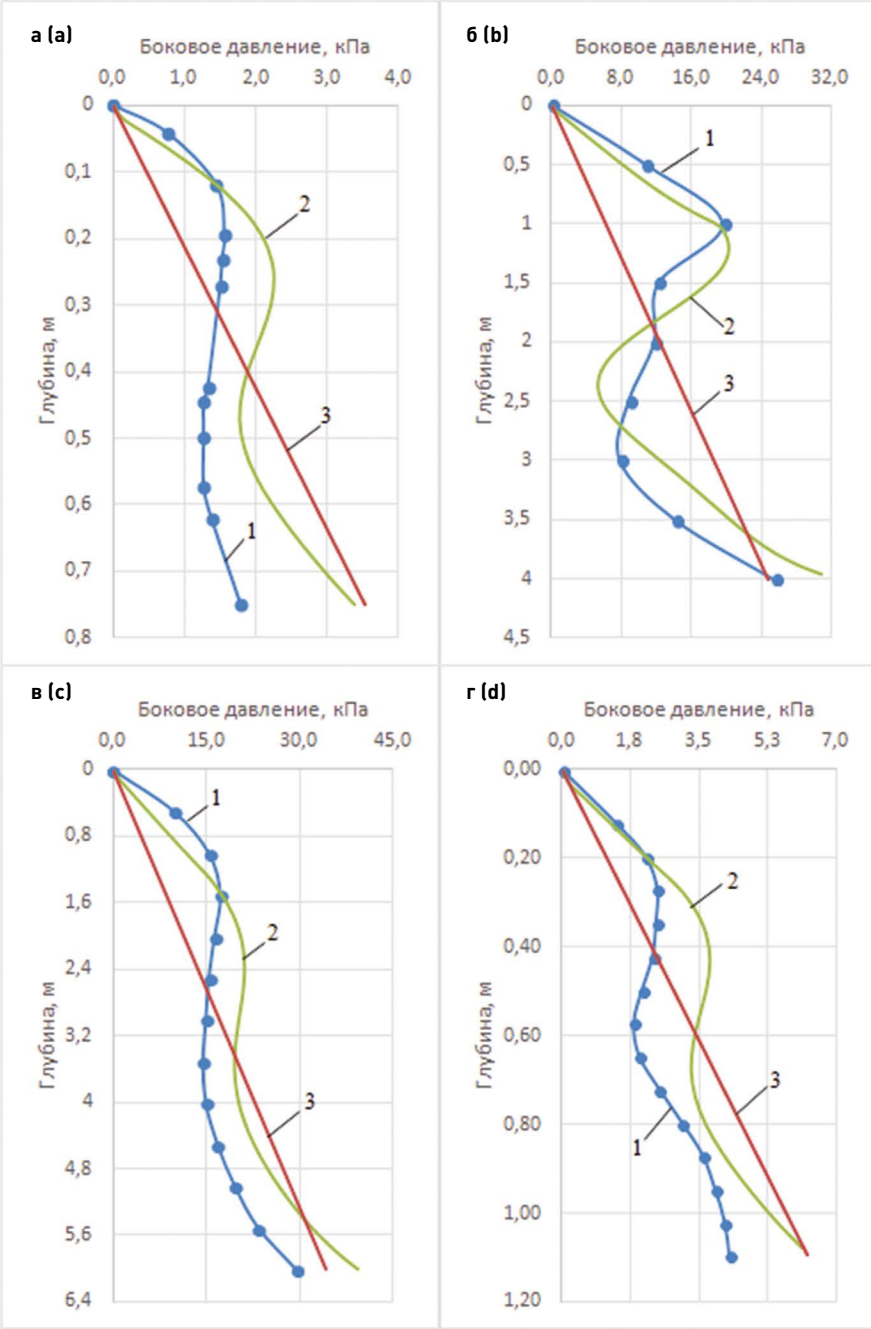

Рис. 3. Сравнение результатов расчета с экспериментальными данными: *а* – П. Роу; *б* – Ю.М. Гончарова; *в* – В.Ф. Раюка; *г* – Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой. *1* – опытная эпюра давления грунта; *2* – рассчитанная по методу наклонных блоков; *3* – по Кулону

Fig. 3. Comparison of calculation results with experimental data: *a* – by P. Rowe; *b* – by Yu.M. Goncharov; *c* – by V.F. Rayuk; *d* – by G.E. Lazebnik and E.I. Chernysheva. *1* – experimental diagram of the earth pressure; *2* – calculated using the inclined block method; *3* – according to Coulomb's law

Ю.М. Гончарова (рис. 3*б*), В.Ф. Раюка (рис. 3*в*), Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой (рис. 3*г*), а также расчетным значениям по теории Кулона, что позволяет провести комплексное сопоставление.

Проведенный сравнительный анализ выявил высокую степень соответствия между экспериментальными и расчетными данными по характеру распределения бокового давления грунта. Наблюдаемое незначительное превышение расчетных значений над опытными (рис. 3) объясняется влиянием сил трения на контакте «стенка – грунт».

Результаты сравнительного анализа (рис. 3) подтверждают адекватность предложенного метода для расчета давления на гибкие подпорные стенки с верхним анкерным креплением, демонстрируя хорошее соответствие с экспериментальными данными, а также обосновывают возможность его практического применения при проектировании гибких ограждающих конструкций.

Таким образом, в результате проведенных исследований [1, 2] был разработан и успешно верифицирован программный модуль, реализующий новый метод наклонных блоков для расчета давления грунта. С его помощью были выполнены многочисленные вычисления, на основе которых составлены таблицы поправочных коэффициентов. Эти данные дают возможность определять перераспределение бокового давления грунта по высоте подпорной стенки, значительно упрощая проектные расчеты.

При этом учитывались ключевые параметры, характерные для реальных условий эксплуатации: несвязный песчаный грунт засыпки с углом внутреннего трения 26–34°, с модулем деформации 15–35 МПа, а также глубина заделки нижнего конца стенки в пределах 1/3–1/2 глубины котлована. Для корреляции коэффициента упругого отпора с модулем деформации грунта была выполнена серия верификационных расчетов методом конечных элементов. Диапазон изгибной жесткости конструкций соответствовал типовым значениям для гибких подпорных стенок, применяемых в строительной практике.

Результирующие коэффициенты перераспределения бокового давления грунта $K^{оп}_{r}$ и $K^{пр}_{r}$ представлены в виде таблиц (табл. 1–3) и зависят от прочностных и деформационных характеристик грунта, а также от относительной гибкости конструкции, определяемой как:

$$f_c = \frac{H_c^4}{EI}, \tag{1}$$

где f_c – критерий гибкости ограждающей конструкции (м^3/кН);

H_c – высота пролета ограждающей конструкции от опоры до уровня появления пассивной зоны, допускается принимать совпадающей с уровнем дна котлована (м);

EI – жесткость стенки на изгиб из расчета на 1 п.м. ограждения (кНм).

Практическая реализация методики учета перераспределения бокового давления грунта с помощью таблиц (табл. 1–3) представляет собой модификацию классических подходов к расчету, дополненную системой поправочных коэффициентов. В частности, в верхней трети высоты пролета вводится коэффициент увеличения давления $K^{оп}_{r}$, варьирующийся в диапазоне 1,45–4,00, а в зоне максимальных горизонтальных смещений стенки применяется коэффициент снижения давления $K^{пр}_{r}$ со значениями 0,30–0,96 в соответствии с расчетной схемой (рис. 4). Эти корректирующие коэффициенты позволяют более точно учитывать реальное перераспределение давлений при деформациях гибкой подпорной конструкции.

Таблица 1

Значения поправочных коэффициентов увеличения $K^{оп}_r$ и уменьшения $K^{пр}_r$ активного давления несвязного грунта с расчетным значением угла внутреннего трения φ = 26°

Table 1

Values of correction factors for increase $K^{оп}_r$ and decrease $K^{пр}_r$ of active pressure of unbound soil with a calculated value of internal friction angle φ = 26°

Критерий гибкости, м³/кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	φ = 26°											
	Модуль деформации грунта											
	E = 15 МПа				*E* = 25 МПа				*E* = 35 МПа			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$	
f_c	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$
0,0625	4,00	0,30	3,90	0,30	3,70	0,32	3,50	0,32	3,40	0,34	3,20	0,34
0,0313	3,20	0,40	3,10	0,40	3,00	0,42	2,90	0,42	2,80	0,44	2,70	0,44
0,0208	2,80	0,50	2,70	0,50	2,50	0,52	2,40	0,52	2,30	0,54	2,20	0,54
0,0156	2,60	0,60	2,50	0,60	2,30	0,62	2,20	0,62	2,10	0,64	2,00	0,64
0,0125	2,45	0,70	2,30	0,70	2,20	0,72	2,10	0,72	2,00	0,74	1,90	0,74

Таблица 2

Значения поправочных коэффициентов увеличения $K^{оп}_r$ и уменьшения $K^{пр}_r$ активного давления несвязного грунта с расчетным значением угла внутреннего трения φ = 30°

Table 2

Values of correction factors for increase $K^{оп}_r$ and decrease $K^{пр}_r$ of active pressure of unbound soil with a calculated value of internal friction angle φ = 30°

Критерий гибкости, м³/кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	φ = 30°											
	Модуль деформации грунта											
	E = 15 МПа				*E* = 25 МПа				*E* = 35 МПа			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$	
f_c	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$	$K^{оп}_r$	$K^{пр}_r$
0,06250	3,70	0,35	3,60	0,35	3,40	0,37	3,20	0,37	3,00	0,38	2,90	0,38
0,03125	3,10	0,50	3,00	0,50	2,80	0,52	2,60	0,52	2,50	0,54	2,40	0,54
0,02080	2,75	0,60	2,60	0,60	2,45	0,62	2,30	0,62	2,20	0,65	2,10	0,65
0,01560	2,55	0,70	2,40	0,70	2,25	0,72	2,10	0,72	2,00	0,75	1,90	0,75
0,01250	2,45	0,80	2,30	0,80	2,10	0,82	1,90	0,82	1,80	0,85	1,70	0,85

На конкретных примерах далее демонстрируется методика использования разработанных таблиц для определения бокового давления грунта на гибкие подпорные конструкции. Примеры наглядно иллюстрируют, как с помощью введенных поправочных коэффициентов можно рассчитать перераспределенное давление по высоте стенки с учетом ее реального деформированного состояния.

Таблица 3

Значения поправочных коэффициентов увеличения $K^{оп}_{r}$ и уменьшения $K^{пр}_{r}$ активного давления несвязного грунта с расчетным значением угла внутреннего трения φ = 34°

Table 3

Values of correction factors for increase $K^{оп}_{r}$ and decrease $K^{пр}_{r}$ of active pressure of unbound soil with a calculated value of internal friction angle φ = 34°

Критерий гибкости, м³/кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	φ = 34°											
	Модуль деформации грунта											
	E = 15 МПа				*E* = 25 МПа				*E* = 35 МПа			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	L = H_c/3		*L* = H_c/2		*L* = H_c/3		*L* = H_c/2		*L* = H_c/3		*L* = H_c/2	
f_c	$K^{оп}_{r}$	$K^{пр}_{r}$	$K^{оп}_{r}$	$K^{пр}_{r}$	$K^{оп}_{r}$	$K^{пр}_{r}$	$K^{оп}_{r}$	$K^{пр}_{r}$	$K^{оп}_{r}$	$K^{пр}_{r}$	$K^{оп}_{r}$	$K^{пр}_{r}$
0,06250	3,30	0,37	3,20	0,37	3,00	0,38	2,90	0,38	2,80	0,39	2,75	0,39
0,03125	2,90	0,55	2,70	0,55	2,60	0,57	2,50	0,57	2,40	0,60	2,35	0,60
0,02080	2,45	0,70	2,30	0,70	2,15	0,72	2,05	0,72	1,95	0,74	1,85	0,74
0,01560	2,25	0,80	2,05	0,80	1,90	0,82	1,80	0,82	1,70	0,86	1,65	0,86
0,01250	2,15	0,90	1,90	0,90	1,70	0,92	1,60	0,92	1,50	0,96	1,45	0,96

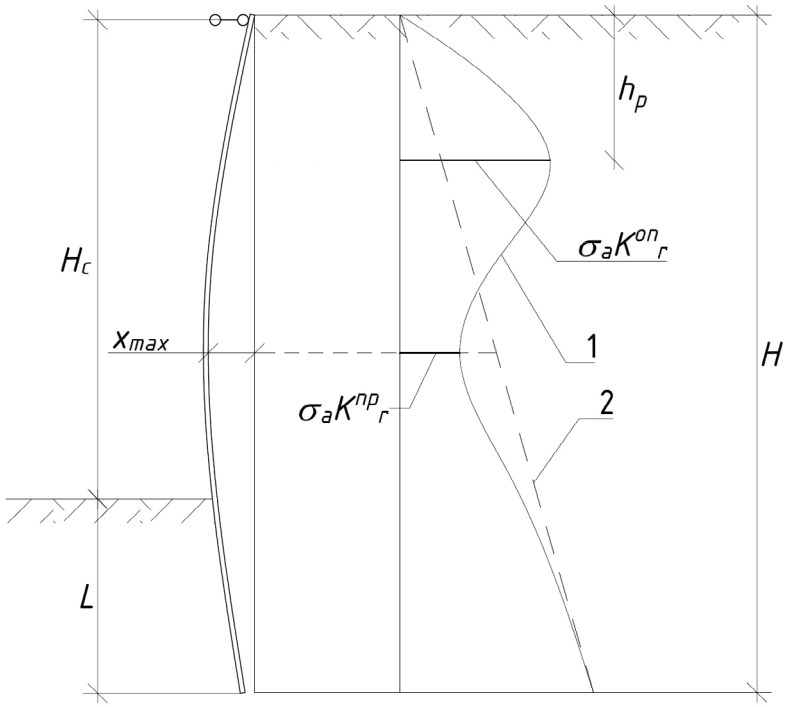

Рис. 4. Расчетная схема к определению активного бокового давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций: *1* – эпюра давления грунта, определенная с учетом перераспределения; *2* – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)
Fig. 4. Calculation diagram for determining the active lateral pressure of unbound soil on flexible retaining structures depending on their deformations: *1* – earth pressure diagram with regard to redistribution; *2* – active earth pressure diagram based on limit equilibrium method (σ_a)

Пример № 1. Определить боковое давление грунта в активной зоне на ограждающую конструкцию котлована.

Исходные данные:

– тип ограждения: стальные трубы Ø 530 × 8 мм, шаг 1000 мм (EI = 93 860 кНм^2);

– глубина котлована: 7 м;

– заделка ограждения ниже дна котлована: 3 м;

– распорная система: стальные трубы: Ø 630 × 8 мм, шаг 5,3 м, длина 10 м, глубина установки от поверхности 0,3 м;

– грунтовые условия: песок крупный (γ = 18 кН/м^2, φ = 30°, E = 35 МПа).

Для определения поправочных коэффициентов увеличения $K^{оп}_r$ и уменьшения $K^{пр}_r$ активного давления грунта предварительно определяем необходимые параметры ограждения.

Относительную жесткость ограждения в виде критерия гибкости определяем по формуле (1):

$$f_c = \frac{7^4}{93860} = 0,02558 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}.$$

Заделка ниже дна котлована L составляет 0,43 от глубины котлована H_c – это значение ($L = H_c/2,33$) лежит между табличными – $H_c/3$ и $H_c/2$.

Находим глубину $h_p = H_c/3$ м = 2,33 м, которая соответствует уровню увеличения активного давления грунта.

Для определения глубины, соответствующей снижению активного давления грунта, необходимо выполнить предварительный расчет ограждения классическими методами. Это позволит установить уровень, на котором возникают максимальные горизонтальные перемещения стенки. В рамках данного примера расчет, выполненный в программе Wall-3 [11], показал, что максимальное горизонтальное смещение соответствует глубине 4,75 м.

На основании данных таблицы (табл. 2) выполнена линейная интерполяция для определения поправочных коэффициентов $K^{оп}_r$ и $K^{пр}_r$.

Для $f_c = 0,02558 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}$ при $L = H_c/2,33$ получено: $K^{оп}_r = 2,27$, $K^{пр}_r = 0,65$.

После определения поправочных коэффициентов ($K^{оп}_r = 2,27$ и $K^{пр}_r = 0,65$) и соответствующих им уровней характерных точек изменения бокового давления грунта необходимо выполнить геометрические построения в соответствии со схемой (рис. 4).

На профиле ограждающей конструкции отметить глубины, соответствующие повышению и понижению активного давления грунта – 2,33 и 4,75 м. Выполнить построение эпюр давления с учетом поправочных коэффициентов по точкам:

– в верхней зоне (0; $\sigma_a(0)$) и (2,33; $K^{оп}_r \times \sigma_a(2,33)$);

– в средней зоне (2,33; $K^{оп}_r \times \sigma_a$) и (4,75; $K^{пр}_r \times \sigma_a(4,75)$);

– в нижней зоне (4,75; $K^{пр}_r \times \sigma_a(4,75)$) и (7; $\sigma_a(7)$);

где σ_a – ордината активного давления грунта на соответствующих глубинах, определенная методом предельного равновесия.

Результаты геометрических построений, выполненных с учетом поправочных коэффициентов, представлены в сопоставлении эпюрами, полученными методом наклонных

блоков с использованием разработанного специализированного ПО и методом предельного равновесия (рис. 5).

Значения равнодействующих бокового давления грунта, определяемые как площади эпюр в пределах глубины котлована, составляют:

– для эпюры, построенной по методу наклонных блоков с помощью разработанного ПО, – 159,3 кН (рис. 5, кривая 1);

– для эпюры, построенной при помощи таблиц, составленных на основе метода наклонных блоков, – 164,4 кН (рис. 5, кривая 2).

Расхождение в значениях интегральных давлений между методом наклонных блоков и графическим методом с поправочными коэффициентами составило около 3 %.

Пример № 2. Определить боковое давление грунта в активной зоне на ограждающую конструкцию котлована.

Исходные данные:

– тип ограждения: стальные трубы Ø 377 × 8 мм, шаг 1000 мм (EI = 33163 кНм^2);

– глубина котлована: 5 м;

– заделка ограждения ниже дна котлована: 1,7 м;

– распорная система: стальные трубы: Ø 630 × 8 мм, шаг 5,3 м, длина 10 м, глубина установки от поверхности 0,3 м;

– грунтовые условия: песок крупный (γ = 18 кН/м^2, φ = 28°, E = 25 МПа).

Расчет и графическое построение эпюры бокового давления грунта выполняются аналогично рассмотренному ранее примеру.

Относительная жесткость ограждения в виде критерия гибкости $f_c = 0{,}01885\ \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}$.

Заделка ниже дна котлована составляет треть глубины – $L = H_c/3$ м.

Глубина, соответствующая уровню увеличения активного давления, – $h_p = H_c/3 = 1{,}67$ м.

Глубина, соответствующая уровню уменьшения активного давления, – 3,7 м (определена предварительным расчетом).

По табл. 1 и 2 находятся значения для близлежащих значений углов внутреннего трения – φ = 26° и φ = 30°, затем выполняется линейная интерполяция для φ = 28°.

Геометрические построения эпюры давления грунта выполняются аналогичным примеру № 1 способом (рис. 6).

Значения равнодействующих бокового давления грунта, определяемые как площади эпюр в пределах глубины котлована, составляют:

– для эпюры, построенной по методу наклонных блоков с помощью разработанного ПО, – 93,5 кН (рис. 6, кривая 1);

– для эпюры, построенной при помощи таблиц, составленных на основе метода наклонных блоков, – 93,7 кН (рис. 6, кривая 2).

Расхождение в значениях интегральных давлений между методом наклонных блоков и графическим методом с поправочными коэффициентами составило менее 0,5 %.

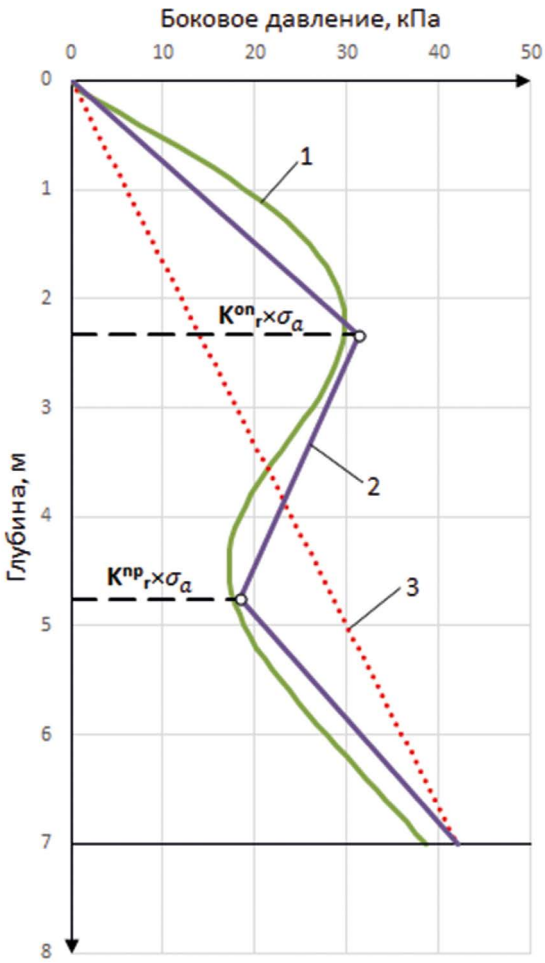

Рис. 5. Пример № 1. Построение эпюры бокового давления несвязного грунта: *1* – эпюра давления грунта, определенная методом наклонных блоков с помощью разработанного ПО; *2* – эпюра давления грунта, определенная при помощи составленных на основе метода наклонных блоков таблиц для расчетов; *3* – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Fig. 5. Example 1. Lateral pressure diagram for unbound soil: *1* – earth pressure diagram determined using the inclined block method by means of the developed software; *2* – earth pressure diagram determined using tables for calculations compiled on the basis of the inclined block method; *3* – active earth pressure diagram determined by the limit equilibrium method (σ_a)

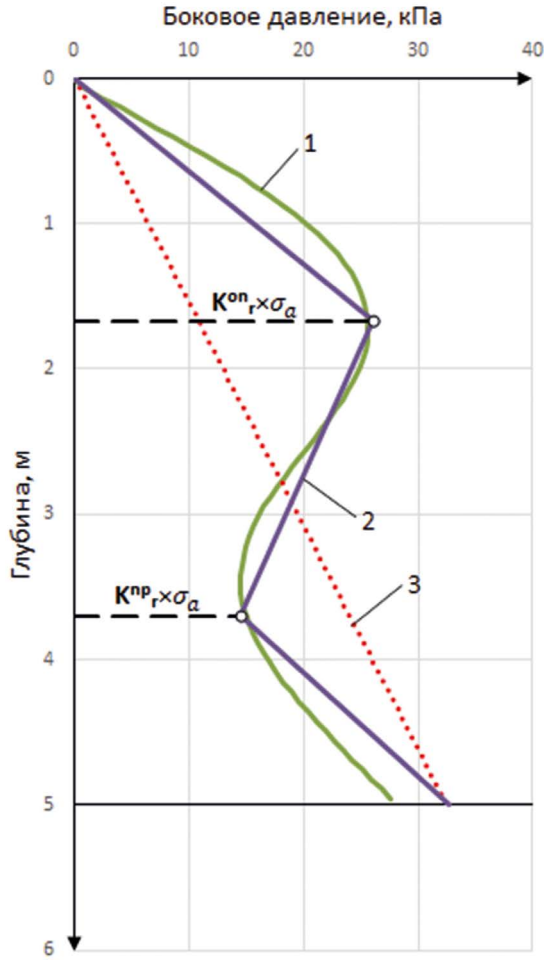

Рис. 6. Пример № 2. Построение эпюры бокового давления несвязного грунта: *1* – эпюра давления грунта, определенная методом наклонных блоков с помощью разработанного ПО; *2* – эпюра давления грунта, определенная при помощи составленных на основе метода наклонных блоков таблиц для расчетов; *3* – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Fig. 6. Example 2. Lateral pressure diagram for unbound soil: *1* – earth pressure diagram determined using the inclined block method by means of the developed software; *2* – earth pressure diagram determined using tables for calculations compiled on the basis of the inclined block method; *3* – active earth pressure diagram determined by the limit equilibrium method (σ_a)

Заключение

В рамках настоящей статьи проведен детальный сравнительный анализ расчетных данных, полученных по численно-аналитическому методу наклонных блоков, с результатами экспериментальных исследований. Анализ продемонстрировал хорошую сходимость теоретических и практических данных, что подтверждает адекватность разработанного метода.

Сформулирован комплекс практических рекомендаций, обеспечивающих учет перераспределения бокового давления в активной зоне для гибких подпорных стенок с верхним распорным креплением, которые не требуют применения специализированных геотехнических программных комплексов. Методика основана на модификации классических методов расчета путем введения поправочных коэффициентов: коэффициента увеличения давления в верхней трети высоты пролета и коэффициента снижения давления в зоне максимальных горизонтальных смещений стенки. Коэффициенты учитывают перераспределение бокового давления в зависимости от относительной гибкости конструкции, прочностных и деформационных характеристик грунта.

Разработанный метод позволяет получить уточненные значения внутренних усилий, демонстрируя существенные отличия от традиционных расчетов: изгибающие моменты в стенке снижаются на 20–25 %, а усилия в распорках увеличиваются на 15–20 %, что соответствует экспериментальным данным и обеспечивает более экономичное и надежное проектирование конструкций за счет адекватного учета реального напряженного состояния грунтового массива.

Список литературы

1. *Брыксин В.В.* Расчет ограждающих конструкций котлованов методом наклонных блоков. Вестник НИЦ «Строительство». 2018;17(2):35–49.

2. *Брыксин В.В.* Особенности деформирования модели гибкой подпорной стенки и грунта засыпки. Эксперимент в лабораторных условиях. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;41(2):103–117. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2(41)-103-117.

3. *Лазебник Г.Е.* Исследование распределения давления грунта на модели гибких одноанкерных подпорных стенок. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966;(2):3–5.

4. *Rowe P.W.* Anchored Sheet-Pile Walls. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1952;1(1):27–70. https://doi.org/10.1680/iicep.1952.10942.

5. *Гончаров Ю.М.* Экспериментальное исследование взаимодействия шпунтового ограждения и грунта. В: Механика грунтов: сб. ст. Москва: Госстройиздат; 1961, Вып. 43, с. 27–41.

6. *Раюк В.Ф.* Натурные исследования причальной стенки. В: Труды Института. Ленинград: ВНИИГС; 1967, Вып. 24.

7. *Дуброва Г.А.* Взаимодействие грунта и сооружений. Москва: Речной транспорт; 1963.

8. *Tschebotarioff G.P.* Large-Scale Model Earth Pressure Tests of Flexible Bulkheads. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1949;114(1):415–454. https://doi.org/10.1061/taceat.0006291.

9. *Bransby P.L., Milligan G.W.E.* Soil deformations near cantilever sheet pile walls. Geotechnique. 1975;25(2):175–195. https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.175.

10. *Nejjar K., Dias D., Cuira F., Chapron G., Lebissonnais H.* Experimental study of the performance of a 32 m deep excavation in the suburbs of Paris. Géotechnique. 2023;73(6):469–479. https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00017.

11. *Ильичев В.А., Петрухин В.П., Колыбин И.В., Мещанский А.Б., Бахолдин Б.В.* Геотехнические проблемы строительства ТРК «Манежная площадь». В: НИИОСП им. Герсеванов – 70 лет. Труды института. Москва: Экономика, строительство, транспорт; 2001, с. 31–38.

References

1. *Bryksin V.V.* Calculation of retaining walls by method of inclined blocks. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2018;17(2):35–49. (In Russian).
2. *Bryksin V.V.* Experimental research of a flexible retaining wall model in laboratory conditions. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2024;41(2):103–117. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2(41)-103-117.
3. *Lazebnik G.E.* Study of the distribution of soil pressure on the model of flexible single-anchor retaining walls. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1966;(2):3–5. (In Russian).
4. *Rowe P.W.* Anchored Sheet-Pile Walls. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1952;1(1):27–70. https://doi.org/10.1680/iicep.1952.10942.
5. *Goncharov Yu.M.* Experimental study of interaction of sheet pile wall and soil. In: Soil Mechanics: collection of articles. Moscow: Gosstroiizdat Publ.; 1961, iss. 43, pp. 27–41. (In Russian).
6. *Rayuk V.F.* Natural studies of a quay wall. In: Proceedings of the Institute. Leningrad: VNIIGS; 1967, issue 24. (In Russian).
7. *Dubrova G.A.* Interaction of soil and structures. Moscow: Rechnoy transport Publ.; 1963. (In Russian).
8. *Tschebotarioff G.P.* Large-Scale Model Earth Pressure Tests of Flexible Bulkheads. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1949;114(1):415–454. https://doi.org/10.1061/taceat.0006291.
9. *Bransby P.L., Milligan G.W.E.* Soil deformations near cantilever sheet pile walls. Geotechnique. 1975;25(2):175–195. https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.175.
10. *Nejjar K., Dias D., Cuira F., Chapron G., Lebissonnais H.* Experimental study of the performance of a 32 m deep excavation in the suburbs of Paris. Gotechnique. 2023;73(6):469–479. https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00017.
11. *Ilyichev V.A., Petrukhin V.P., Kolybin I.V., Meshchansky A.B., Bakholdin B.V.* Geotechnical problems of construction of the shopping and entertainment center "Manezhnaya Ploshchad". In: Gersevanov Research Institute of Structures and Structures – 70 years. Proceedings of the Institute. Moscow: Ekonomika, stroitel'stvo, transport Publ.; 2001, pp. 31–38. (In Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Виталий Владимирович Брыксин, старший научный сотрудник лаборатории методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: geo.pgs@mail.ru
Vitaly V. Bryksin, Senior Researcher, Laboratory of Methods for Calculating Underground Structures and Geotechnical Forecasting, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: geo.pgs@mail.ru