

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего
образования

«Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»

Инженерно-строительный институт

Высшая школа гидротехнического и энергетического строительства

на правах рукописи

ДАНГ ТЬУ ТХАО

**УТОЧНЕННАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ И
ПРОЧНОСТИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КОТЛОВАНОВ**

НАУЧНЫЙ ДОКЛАД

по основным результатам научно- квалификационной работы (диссертации)

Направление подготовки 08.06.01 Техника и технологии строительства

Код и наименование

Специальность 05.23.07 – Гидротехническое строительство

Код и наименование

Санкт-Петербург

2021

Научно-квалификационная работа выполнена в Высшей школе гидротехнического и энергетического строительства. Федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего образования «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»

Директор ВШ:

*Козинец Галина Леонидовна
Д.т.н, профессор ВШГиЭС*

Научный руководитель:

*Бухарцев Владимир Николаевич
Д.т.н, профессор ВШГиЭС
Лалин Владимир Владимирович
Д.т.н, профессор ВШПГиДС*

Рецензенты:

*Исса Того
К.т.н, доцент ВШГиЭС*

*Синяков Леонид Николаевич
К.т.н, доцент ВШГиЭС*

*Галимов Илья Мидхатович
К.т.н, доцент ГиГС НИУ МГСУ*

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы диссертации. Важной задачей при проектировании ограждающих конструкций котлованов является обеспечение их устойчивости, прочность под действием бокового давления грунта и воды, а также нагрузок, передаваемых из примыкающих сооружений. Особенно в условиях плотной застройки, необходимо ограничить горизонтальные перемещения ограждения по допустимым значениям в соответствии каждому типу сооружения. Правильность прогнозирования этих перемещений является важным фактором для оценки работоспособности прилегающих строительных конструкций. Существующие расчетные методы, базирующиеся на теории предельного состояния с использованием различных допущений, и не в полной мере учитывают уравнения равновесия и граничные условия, что дает неэкономичные технические решения при проектировании ограждающих конструкций. Следовательно, усовершенствование методов расчета устойчивости и прочности, также методов прогнозирования перемещений ограждающих конструкций котлованов является актуальной задачей.

Степень разработанности темы исследования. Вопросам расчета ограждающих конструкций котлованов посвящены многочисленные работы многих исследователей: Р.В. Лубенов, П.И. Яковлев, А.Я. Будина, З.Н. Буцко, С.С. Голушкевич, Ю.М. Гончаров, Б.Ф. Горюнов, В.Б. Гуревич, Б.И. Далматов, Н.К. Снитко, Г.А. Дубров, В.А. Флорин, В.М. Кириллов, Г.К. Клейн, В.Н. Ренгач, Г.Е. Лазебник, Т.А. Малышева, П. Роу, С.С. Соколовский, В. М. Улицкий, Т.А. Маликова, Н.А. Цытовича, Г.П. Чеботарев, Б. Хансена, Ф. М. Шихиев, В. С. Христофоров, Блюм, К. Терцаги, James & Bransby, Vica & Clayton, Padfield & Mair, G.J.W. King, R.A. Day, Bowles.

Методы расчета и проектирования ограждающих конструкций представлены в следующих российских стандартах: ВСН 136-78 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы и правила проектирования», СП. 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и в зарубежных стандартах: Eurocode EC7 «Geotechnical design».

Цель исследования. Усовершенствование методики расчета ограждающих конструкций котлованов, в которой применяется более точная расчетная схема и соблюдаются полностью уравнения равновесия и граничные условия.

Задачи исследования.

1. Анализ наиболее распространенных методов расчета ограждающих конструкций котлованов. Предложить расчетную схему ограждающих конструкций с уточнением распределения давления грунта на стенку.
2. Разработать методику расчета требуемого заглубления ограждающих конструкций котлованов.
3. Разработать методику определения внутренних усилий и перемещений ограждающих конструкций котлованов.
4. Сопоставление результатов, получаемых при расчете предлагаемой методикой с результатами экспериментальных данных и расчетов, полученных другими исследователями.
5. Построить графические зависимости для проектирования ограждающих конструкций котлованов, при этом учитываются воздействие поверхностных нагрузок и изменение физико-механических свойств грунтового массива.

Объект исследования. Ограждающие конструкции котлованов, подверженные воздействию давлению грунта и воды, поверхностной нагрузки в условиях плотной застройки.

Предмет исследования. Расчетная схема и методика расчета ограждающих конструкций котлованов на устойчивость и прочность.

Научная новизна диссертационной работы.

1. Предложена расчетная схема ограждающих конструкций котлованов с уточнением распределения давления грунта на стенку.
2. Разработана методика расчета ограждающих конструкций с предложенной расчетной схемой, которая соблюдает полностью условия равновесия и граничные условия.
3. Предложены расчетная схема и формула для определения перемещения верха ограждающих конструкций котлованов.
4. Обоснованы технические решения и графические зависимости с применением предложенной методики расчета, позволяющие получать более экономичные решения при проектировании ограждающих конструкций котлованов.

Методология и методы исследования. Для решения поставленных задач в работе использованы общие методы механики грунтов с критерием прочности грунта Кулона – Мора, а также методы строительной механики. Результаты исследования сопоставлялись с результатами экспериментальных и численных исследований, полученными другими исследователями.

Теоретическая и практическая значимость работы. Разработанная методика позволяет производить более точный прогноз перемещений и усилий в ограждающих конструкциях котлованов, чем метод, предложенный в нормативных документах.

Положения, выносимые на защиту:

1. Предлагаемая расчетная схема при расчете ограждающих конструкций котлованов с уточнением распределения давления грунта на стенку.
2. Методика расчета ограждающих конструкций котлованов при соблюдении уравнений равновесия и граничных условий.
3. Расчетная схема и формула для определения перемещения верха ограждающих конструкций котлованов.
4. Результаты исследования влияния на величину заглубления и максимальное значение изгибающего момента ограждающих конструкций различных факторов: поверхностных нагрузок, физико-механических свойств грунтового массива.
5. Рекомендации и графические зависимости для проектирования более экономичных ограждающих конструкций.

Степень достоверности результатов основывается на применении базовых знаний механика грунтов, строительной механики, а также подтверждена сопоставлением результатов расчета с экспериментальными данными и численными исследованиями, полученными другими исследователями.

Апробация результатов работы. Основные теоретические положения и численные результаты диссертационной работы докладывались автором на следующих конференциях и семинарах:

1. XLVIII Конференции «Неделя науки СПбПУ» с 18-23 ноября 2019 г.;
2. Международной конференции «Энергетика, экология и строительство (ЕЕСЕ-2019)». Санкт–Петербург 19-20 ноября 2019 г.

Публикации. Основные научные результаты диссертации опубликованы в 4 научных работах, в том числе 2 в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном

сайте ВАК и 1 статье в изданиях, входящих в международные базы цитирования Scopus и Web of Science.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении к диссертации изложены актуальность работы, цель и задачи исследования, научная новизна и практическая значимость, представлена информация об апробации результатов работы и публикациях.

В первой главе выполнен обзор и анализ существующих методов расчета ограждающих конструкций котлованов на устойчивость и прочность.

Наибольшее распространение при проектировании ограждающих конструкций котлованов чаще всего используются методы, основанные на теории предельного равновесия. Одни из таких методов для проектирования ограждающих конструкций котлованов рекомендованы ВСН 136–78 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов», СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и Eurocode EC7 «Geotechnical design».

Согласно существующим методам расчета ограждающих конструкций котлованов:

- Реализация полного активного и пассивного давления грунта рассматривается с обеих сторон стены.

- Равновесие горизонтальных сил достигается путем добавления фиктивной сосредоточенной силы в нижней кромке ограждения.

- За счет применения простой расчетной схемы, для заданного набора параметров задачи расчетный максимальный изгибающий момент в стене превышает тот, который существует в действительности, что приводит к неэкономичным конструктивным решениям.

- Для данного сечения и высоты шпунтовой стены горизонтальные смещения стены по реальным наблюдениям иногда могут быть больше, чем рассчитанные по нормативным документам, что может привести к проблемам с эксплуатационной пригодностью в виде более значительных, чем ожидалось, и чрезмерных осадений на поверхности земли за пределами выемки грунта.

В настоящее время, расчетный метод коэффициентом постели широко используется для решения задач определения усилий и перемещений ограждающих конструкций. Однако использование данного метода дает значительную погрешность, которая заключается в неопределенности величины коэффициента постели при определении бокового давления грунта на стенку и упрощенной схеме работы взаимодействия между грунтом и ограждением.

В последние десятилетия в мировой практике интенсивно развиваются численные методы с использованием конечно-элементных и конечно-разностных программ, например, PLAXIS, GEOSLOPES, FLAC, SCAD, ЛИРА_САПР, и многие другие. Численные методы позволяют моделировать этапы строительства, исследовать механизм взаимодействия грунта и конструкции, оценивать перемещения грунта и стен. Относительно высокая стоимость расчетных комплексов, завышенные требования к обучению инженера уже на этапе задания параметров расчета и выбора расчетной модели грунта являются главными недостатками этого подхода. Также, для проведения расчета часто требуются дополнительные геологические изыскания для определения требуемых характеристик грунта.

На основании проведенного анализа установлено, что можно улучшить решение при проектировании ограждающих конструкций за счет внедрения упрощенных расчетных методов, основанных на теории предельного состояния, в которых применяется более достоверная расчетная схема и соблюдаются все условия равновесия и граничные условия.

Во второй главе изложена методика расчета ограждающих конструкций незаанкерowanego типа с применением новой расчетной схемы. За счет более точно

определить распределения бокового давления грунта, предлагаемая методика позволяет получать более достоверное решение при определении требуемой глубины заглубления и изгибающего момента в стенке. Предлагаемая методика применяется строго в рамках схемы предельного равновесия с полным учетом условий равновесия и граничных условий.

Устойчивость ограждающих конструкций незаанкерowanego типа обеспечивается защемлением в основание участки стенки ниже дна котлована. Под действием бокового давления грунта на консольной части стенка изгибается и поворачивается относительно некоторой точки O , лежащей на глубине h_0 от поверхности грунта. В экспериментальных исследованиях Н. В. Лалетина установлено, что на заглубленную в основание часть стены высоты (d_1+d_2) , выше и ниже точки O действуют пассивное и активное давление, которые направляют противоположно. Действительное очертание суммарной эпюры давления грунта на этой части стенки имеет криволинейное очертание (рис.1) и не соответствует Кулоновской теории. Поскольку интенсивность реактивного давления пропорциональна значения перемещений стенки, ординаты эпюры давления перераспределяются в зависимости от величины прогибов стенки. Правильность определения очертания эпюры давления грунта на ограждающие конструкции в наибольшей степени влияет на технические решения, и, следовательно, влияет на эксплуатационную надежность и экономичность конструкций.

Существующие методы расчета и анализа, основанные на теории предельного равновесия, используют эпюры давления грунта, соответствующие Кулоновской теории. В каждом методе используются различные упрощения и допущения, которые изменяют форму распределения давления, чтобы можно было найти решение.

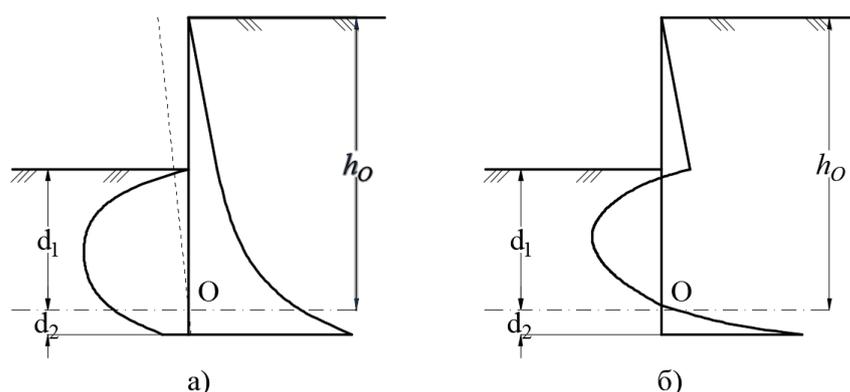


Рис.1 Эпюра давления на ограждающую конструкцию незаанкерowanego типа: а) распределение давления грунта на стенку; б) суммарная эпюра давления грунта на стенку.

Рассматривается задача расчета шпунтовой стенки незаанкерowanego типа, устроенной в условиях неоднородного основания, на устойчивость и прочность. Расчетная схема для этого случая представлена на рис. 2. Задача проектирования шпунтовых стен состоит в определении требуемой глубины заглубления стенки h_c и максимального значения изгибающего момента в сечения шпунта, также прогнозировании максимального перемещения стенки.

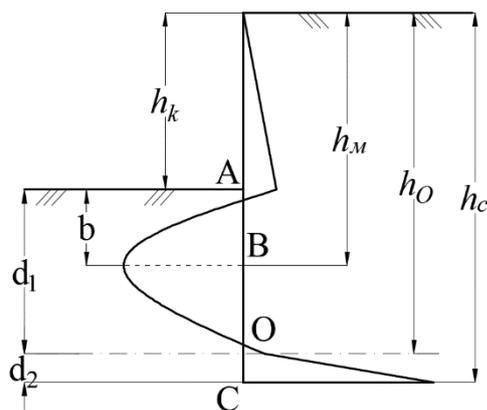


Рис.2 Расчетная схема ограждающей конструкции по предлагаемой методике.

Предлагаемая методика основан на результатах экспериментальных исследований Н. В. Лалетина и Fang (1994), которые показывают, что на защемленной части ограждающих конструкций давление грунта активизируется в многоугольной форме. Форма и величина зависят от положения точки поворота и высоты котлована.

В предлагаемой методике суммарная эпюра давления грунта на ограждающую стенку записывается в виде функции от высоты стенки $p(z)$. Система координат была выбрана с ее началом, расположенным на верхней кромке стены, а вертикальная положительная ось z направлена вниз вместе с глубиной стены. Функция распределения давления грунта на стенку в зависимости от величины перемещений стенки может быть делиться на 3 характерных зон.

Зона 1, $0 \leq z \leq h_k$ – консольная часть стенки, где стенка испытывает значительное смещение от стороны массива, в грунте реализуется предельное значение давления (активное давление), функция суммарного давления грунта на стенку $p(z)$ записывается в следующем виде.

$$p(z) = \gamma k_a z - 2c\sqrt{k_a} \quad (1)$$

При этом предполагается, что верхний слой грунта в пределах $0 \leq z \leq h_T$, характеризующегося достаточно большим сцеплением, давление на стенку не передает,

$$h_T = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}.$$

Зона 2, $h_k \leq z \leq h_o$ – часть стенки ниже дна котлована до оси поворота. На уровне дна котлована в точке А действует предельное давления грунта (активное давления со стороны массива, пассивное давление со стороны котлована), значение суммарного давления на стенку развивается до максимального предельного значения в точке В и постепенно уменьшает до значения давления покоя в точке О – точка поворота (неподвижная точка). Опыты показаны, что на этой части стенки функция суммарного давления грунта $p(z)$ имеет параболическую форму. Можно записать $p(z)$ в следующем виде.

$$p(z) = a_0 + a_1(z - h_k) + a_2(z - h_k)^2, \quad (2)$$

где a_0, a_1, a_2 – числовые коэффициенты, которые могут определяться из граничных условий в точках А, В, О как следующие.

1) в точке А:

$$2c(\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) - \gamma h_k k_a - a_0 = 0 \quad (3)$$

2) в точке В:

$$a_0 + a_1 b + a_1 b^2 - \gamma(k_p - k_a)b + \gamma h_k k_a - 2c(\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) = 0 \quad (4)$$

3) в точке О:

$$a_0 + a_1 d_1 + a_2 d_1^2 + \gamma h_k k_0 = 0, \quad (5)$$

где b – место положения максимального значения давления, можно определить из условия достижения экстремума функций $p(z)$:

$$a_1 + 2ba_2 = 0 \quad (6)$$

Зона 3, $h_0 \leq z \leq h_c$ – часть стенки ниже оси поворота. В этой зоне, можно считать, что давление грунта на стенку возрастает от значения давления покоя до предельного значение. Поскольку этот отрезок достаточно короткий, функция суммарного давления грунта может описываться прямой линией.

$$p(z) = b_0 + b_1(z - h_0), \quad (7)$$

где b_0, b_1 – числовые коэффициенты и, которые могут определиться из 2-х граничных условий в точке О и в точке С как следующие.

1) в точке О:

$$b_0 + \gamma h_k k_0 = 0 \quad (8)$$

2) в точке С:

$$b_0 + b_1 d_2 - \gamma(k_p - k_a)(h_k + d_1 + d_2) - \gamma h_k k_a - 2c(\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) = 0 \quad (9)$$

В общем случае, любого типа грунта на любом уровне основания сумма давлений грунта, действующих с обеих сторон шпунтовой стенки выше расчетного сечения, заглубленного относительно поверхности грунтового массива на глубину z определяется выражениями:

$$p(h) = \begin{cases} 0, & z \in [0; h_T], \\ \gamma k_a z - 2c\sqrt{k_a}, & z \in [h_T; h_K], \\ a_0 + a_1(z - h_k) + a_2(z - h_k)^2, & z \in [h_K; h_O], \\ b_0 + b_1(z - h_0), & z \in [h_O; h_c], \end{cases} \quad (10)$$

где c, ϕ – физико-механических свойств грунтового массива; k_a, k_p, k_0 – коэффициент активного, пассивного и покоя давления грунта, определяемые по рекомендациям в нормативном документе; γ – удельный (объемный) вес грунта;

Уравнения равновесия проекций сил на горизонтальную ось и моментов относительно оси поворота шпунтовой стенки, в выбранной системе координат имеют вид:

$$\begin{aligned} \Sigma X = 0: \quad & \frac{1}{2} \gamma k_a h_k^2 - 2c\sqrt{k_a} h_k - a_0 d_1 - \frac{a_1}{2} d_1^2 - \frac{a_2}{3} d_1^3 + \frac{1}{2} \gamma h_k (k_0 + k_p) d_2 + \\ & + \frac{1}{2} \gamma (k_p - k_a) d_1 d_2 + \frac{1}{2} \gamma (k_p - k_a) d_2^2 + c(\sqrt{k_a} + \sqrt{k_p}) d_2 \quad ; \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_O = 0: \quad & \left[\frac{1}{3} (h_k - h_T) + d_1 \right] \left[\frac{1}{2} \gamma k_a h_k^2 - 2c\sqrt{k_a} h_k \right] - \frac{a_0}{2} d_1^2 - \frac{a_1}{6} d_1^3 - \frac{a_2}{12} d_1^4 - \\ & - \frac{1}{3} \gamma (k_p - k_a) d_2^3 - \frac{1}{3} \gamma (k_p - k_a) d_2^2 d_1 - \\ & - \frac{1}{3} \left[2c(\sqrt{k_a} + \sqrt{k_p}) + \gamma h_k (k_p - k_0) + \frac{3}{2} \gamma k_0 h_k \right] d_2^2 \end{aligned} \quad (12)$$

Предельное равновесие в рамках этой схемы характеризуется достижением предельных (критических) значений касательного напряжения

$$\tau = f_k \sigma + c_k, \quad (13)$$

где $f_k = \text{tg} \varphi_k$ и c_k – критические значения параметров механической прочности грунта, соответствующие предельному равновесию комплекса – стенки с грунтовым массивом.

Запас устойчивости в предлагаемой методике трактуется как мера удаления состояния упомянутого комплекса от предельного равновесия. Коэффициент запаса устойчивости может определяться, например, традиционно по предложению В. Феллениуса.

$$\kappa_s = \frac{f}{f_k} = \frac{c}{c_k} \quad (14)$$

Два уравнения равновесия (11), (12) и уравнения граничных условий (3-6), (8-9) образуют систему нелинейных уравнений предельного равновесия, которая позволяет решить задачу в следующей постановке: по известным критическим значениям параметров прочности грунта $f_k = \text{tg} \varphi_k$ и c_k , задаваемым как отношения их расчетных значений к нормативному коэффициенту запаса, вычисляются значения d_1 , d_2 , b (или h_0 , h_c , h_m) и числовые коэффициенты a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 .

После определения требуемой глубины заглубления стенки и всех коэффициентов функции давления, перерезывающая сила Q и изгибающий момент M на 1 погонный метр в любом поперечном сечении ограждающей стенки определяются выражениями:

$$Q(j) = \int_0^j p(z) dz, \quad M(\chi) = \int_0^\chi Q(j) dj, \quad (15)$$

где $p(z)$ – сумма давлений грунта, действующих с обеих сторон шпунтовой стенки на уровне расчетного сечения,

Максимальный изгибающий момент стенки M_{max} достигается на глубине h_m , находящейся в пределах $[h_k; h_0]$, на уровне которой перерезывающая сила равна нулю, эта глубина определяется по формуле:

$$h_M = \frac{2\sqrt{\Delta} \cos\left(\frac{a \cos(k) - 2\pi}{3}\right) + \frac{a_1}{2}}{-a_2} \quad (16)$$

$$\text{где, } \Delta = \frac{1}{4}a_1^2 - a_0a_2; \quad k = \frac{-6a_0a_1a_2 + a_1^3 - 12a_2^2Q_k}{4\sqrt{\Delta^3}}; \quad Q_k = \int_0^{h_k} p(z)dz$$

Максимальный изгибающий момент M_{max} определяется по формуле:

$$M_{max} = \int_0^{h_M} Q(j)dj \quad (17)$$

Выражения для определения углов поворота θ и перемещений δ поперечных сечений шпунтовых стен в направлении оси x можно представить зависимостями:

$$\theta(\zeta) = \theta_0 + \frac{1}{EJ_y} \int_0^{\zeta} M(\chi)d\chi, \quad \delta(\xi) = \delta_0 + \theta_0\xi + \int_0^{\xi} \theta(\zeta)d\zeta, \quad (18)$$

где E – модуль упругости материала шпунта, J_y – осевой момент инерции 1пм сечения относительно оси стенки, θ_0, δ_0 – угол поворота и перемещение начального сечения стенок.

При этом для определения двух постоянных интегрирования имеется лишь одно граничное условие – отсутствие перемещения оси поворота шпунтовой стенки. Для определения второго граничного условия воспользуемся теоремой Кастильяно, которая основан на применении закона сохранения потенциальной энергии при деформациях стенки. При этом предполагается, что шпунтовая стенка, представляющая собой самоуравновешенную упругую систему, нагружена статической нагрузкой, исключающей появление инерционных сил. Расчетная схема к определению перемещения верха стенки с помощью теоремы Кастеляна показана на рис.3.

Алгоритм решения может быть таким:

- 1) приложить к конструкциям фиктивную «силу» P_f в направлении, в котором ищется перемещение.
- 2) составить зависимые выражения реакционных давлений $p_{f1}(z), p_{f2}(z)$ от приложенной «силы» P_f .
- 3) написать полное выражение изгибающего момента M_f от комбинированного действия приложенной «силы» P_f , реакционных давлений $p_{f1}(z), p_{f2}(z)$ и давления грунта.
- 4) написать выражение потенциальной энергии U всей системы.
- 5) дифференцировать выражение потенциальной энергии с помощью приложенной «силы» P_f , чтобы получить формулу, определяющую смещение δ_0 .
- 6) приравнять значение «силы» P_f нулю (поскольку она не является частью нагрузки) в полученной выше формуле, чтобы получить значение δ_0 .

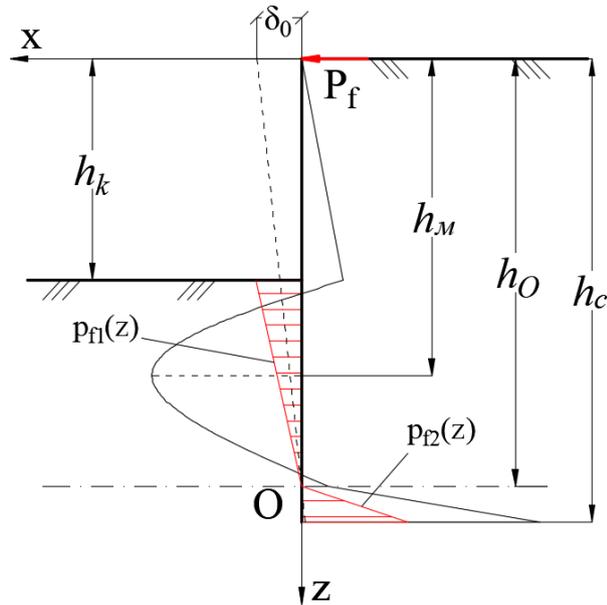


Рис.3. Схема к определению перемещения верха стенки.

Перемещение верха стенки δ_0 по теореме Кастильяно определяется формулой (19).

$$\delta_0 = \Delta_{P_f} = \frac{\partial U}{\partial P_f} = \frac{\partial}{\partial P_f} \left(\int_0^{h_c} \frac{M_f^2}{2EI_y} dz \right) = \int_0^{h_c} \frac{M_f}{EI_y} \frac{\partial M_f}{\partial P_f} dz, \quad (19)$$

где $U = \frac{1}{2EI} \int_0^{h_c} M_f^2 dz$ – потенциальная энергия упругой системы, P_f - фиктивная сила,

которая вызывает реакции $p_{f1}(h)$ и $p_{f2}(h)$ в грунтовом массиве, M_f - функция изгибающего момента стенки при наличии силы P_f .

Достоверность результатов расчета ограждающих конструкций котлованов при использовании предлагаемой методики, подтверждается сравнением с данными экспериментальных исследований и с результатами расчетов по методу конечных элементов, проведенных другими исследователями.

В третьей главе производится сопоставление результатов расчета ограждающих конструкций котлованов, получаемых по предлагаемой методике расчета, с результатами экспериментальных и численных исследований различных исследователей и классических методик расчета, предложенных в различных нормативных документах России, США и Европейских стран.

Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными по Кингу (1995).

В работе Кинга (1995) описаны экспериментальные исследования гибкой стенки с различной шероховатостью поверхности как в рыхлом, так и в плотном песках. Консольная подпорная стенка представляла собой плоский лист из нержавеющей стали. Случай, рассмотренный Кингом, касается встроенной консольной подпорной стены с высотой котлована 6 м и длиной защемления в основании 5 м. Это соответственно коэффициенту запаса

устойчивости $\kappa_3 = 1,5$. Стена была залита песком с удельным весом грунта $\gamma = 14,2 \text{ кН/м}^3$, углом внутреннего трения $\varphi = 40^\circ$, сцеплением $c = 0$, и углом трения грунта со стенкой $\delta = 15,8^\circ$.

Производилось сопоставление значений изгибающих моментов, рассчитанных по формуле () предлагаемой методики с измеренными значениями, полученными Кингом и с теми, которые получены методом ВСН – 136-78 (рис.4).

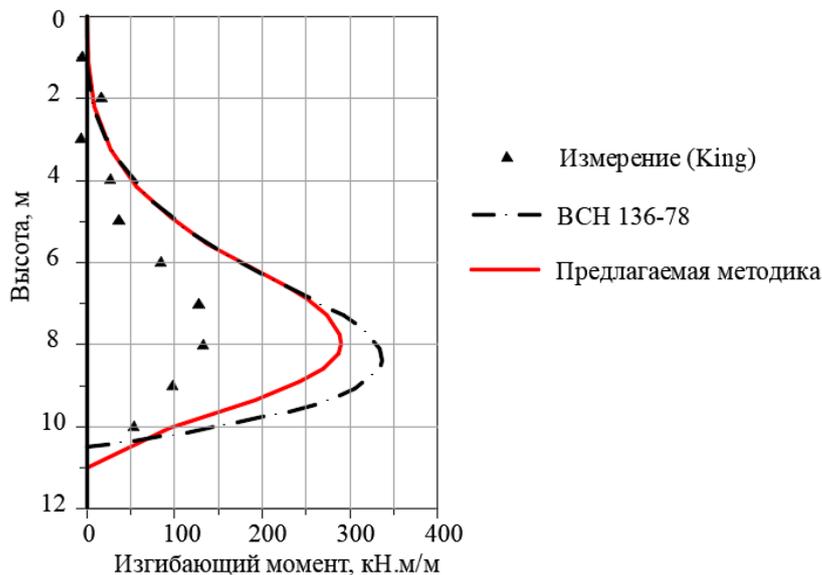


Рис.4 Сопоставление изгибающих моментов, полученных предлагаемой методикой и методом ВСН 136-78 с экспериментальными измерениями Кингом

По результатам сопоставления установлено, что с одинаковыми исходными данными и одинаковым коэффициентом запаса κ_3 , расчет по предлагаемой методике дал меньше в среднем на 13% значение максимального изгибающего момента по сравнению с результатом расчета по методу ВСН 136-78. Применение предлагаемой методики позволяет получать более достоверные результаты, которые более близко к экспериментальным измерениям Кингом.

Сопоставление результатов расчета, получаемых по предлагаемой методике с результатами численных исследований Дея (1999).

В исследованиях Дея (1999) была проведена серия двухмерных анализов плоских деформаций методом конечных элементов для определения распределения давления грунта на заделанной консольной стенке при достижении предельном равновесии ($\kappa_3 = 1$). При анализе методом конечных элементов критическая высота котлована определялась путем извлечения элементов из сетки перед стеной глубиной 10 м до тех пор, пока численное схождение не было достигнуто. Анализы предполагают полностью дренированные условия с поровым давлением, равным нулю. Анализы проводились при $\varphi = 25$, $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$. При данных параметрах грунта, в работе Дея была получена предельная высота котлована $h_k = 5,2 \text{ м}$.

По этим данными параметрами грунта и стенки производился сравнение результатов расчета по определению суммарную давления грунта и изгибающих моментов в стенке, получаемых по предлагаемой методике и по МКЭ Дея и по различным нормативным документам. Результаты расчетов показаны на рис.5,6.

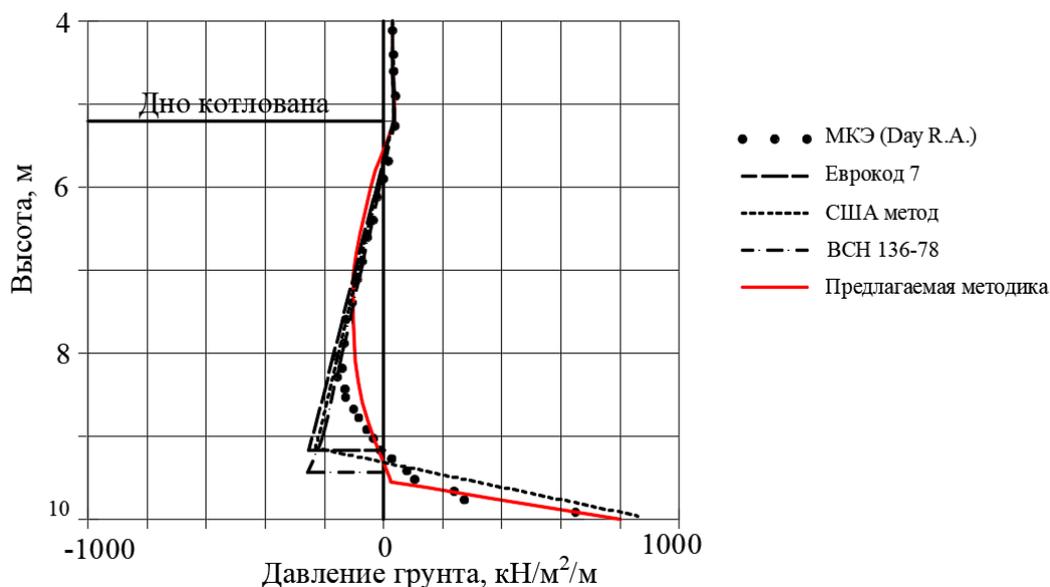


Рис.5. Суммарная эпюра давления грунта на стенку по различным методам расчета.

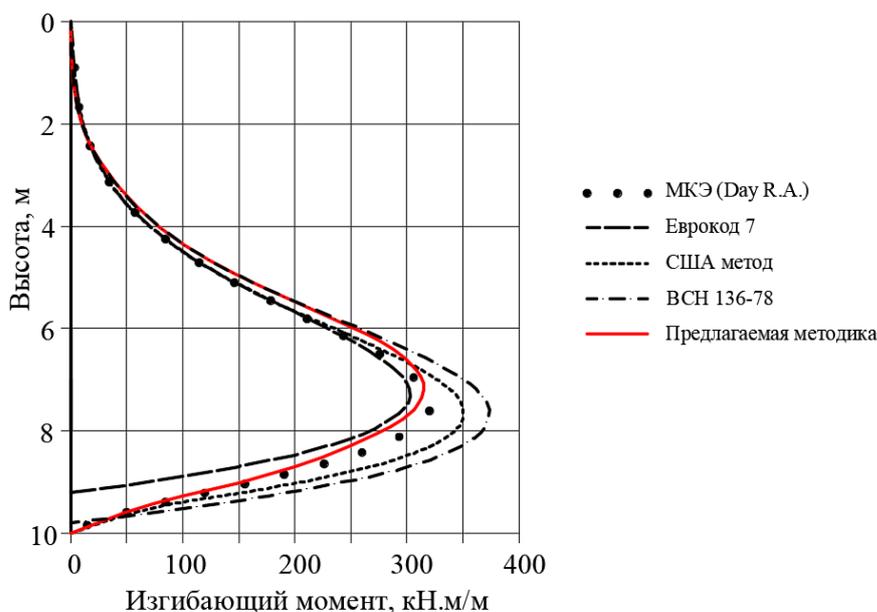


Рис.6. Эпюра изгибающих моментов в стенке по различным методам расчета

По результатам сравнения установлено, что:

- во всех методах эпюра давления грунта характеризуется линейной частью над уровнем выемки. Это объясняется тем, что на верхней части стенки реализуется предельное значения давления грунта (активное давление).

- на части непосредственно под уровнем выемки до предполагаемой точки поворота, по существующим методам эпюра давления характеризуется линейной в отличие от криволинейного очертания эпюр, полученных по методом конечных элементов Дея и по предлагаемой методике.

- ниже точки поворота до нижней кромки стены по методам Еврокода 7 и ВСН 136-78 давление грунта упрощается, заменяя сосредоточенную силу, приложенную в точке поворота, а

эпюра давление по предлагаемой методике и США методу аппроксимируется прямой линией, что приблизительно к результатам исследования Дея.

- имеется хорошее согласие между результатами, основанными на предлагаемой методике, и результатами конечных элементов Дея. Метод ВСН 136-78 и другие методы дают ошибочные распределения изгибающего момента по сравнению с аналогичными, полученными Дея.

- при расчете по предлагаемой методике, максимальный изгибающий момент в ограждающих конструкциях для рассмотренного примера меньше на 19,8% по сравнению с результатом, полученным методу ВСН 136-78.

В четвертой главе производился анализ влияния на требуемую глубину забивки ограждающей стенки и ее значение максимального изгибающего момента физико-механических свойств грунтов и поверхностных нагрузок. Результаты анализа представлены в виде графических зависимостей, которые могут использовать для быстрого определения требуемой глубины забивки стенки и максимального изгибающего момента, соответствующих широкому диапазону значений углов внутреннего трения грунта.

На рис.7,8 представлены графики зависимости безразмерных величин h_c/h_k и $M_{max}/\gamma h_k^3$ от значения угла внутреннего трения. Расчеты проводятся по методу ВСН 136-78, и по предлагаемой методике при нормативном коэффициенте запаса $k_3 = 1,5$ для несвязных грунтов, подверженных только давлениям грунта.

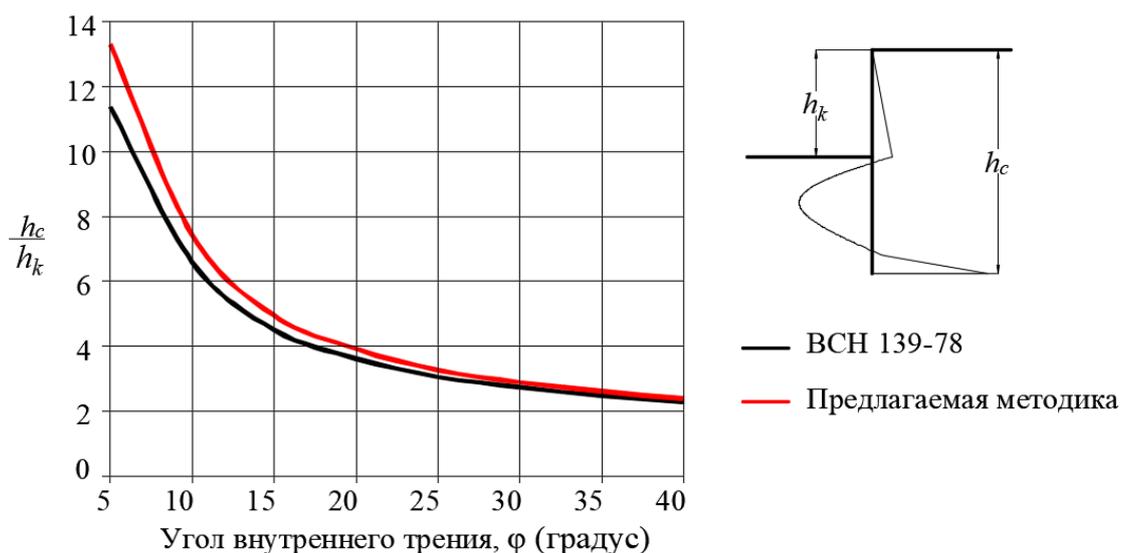


Рис.7 Требуемая глубина заглубления стенки при различных значениях φ

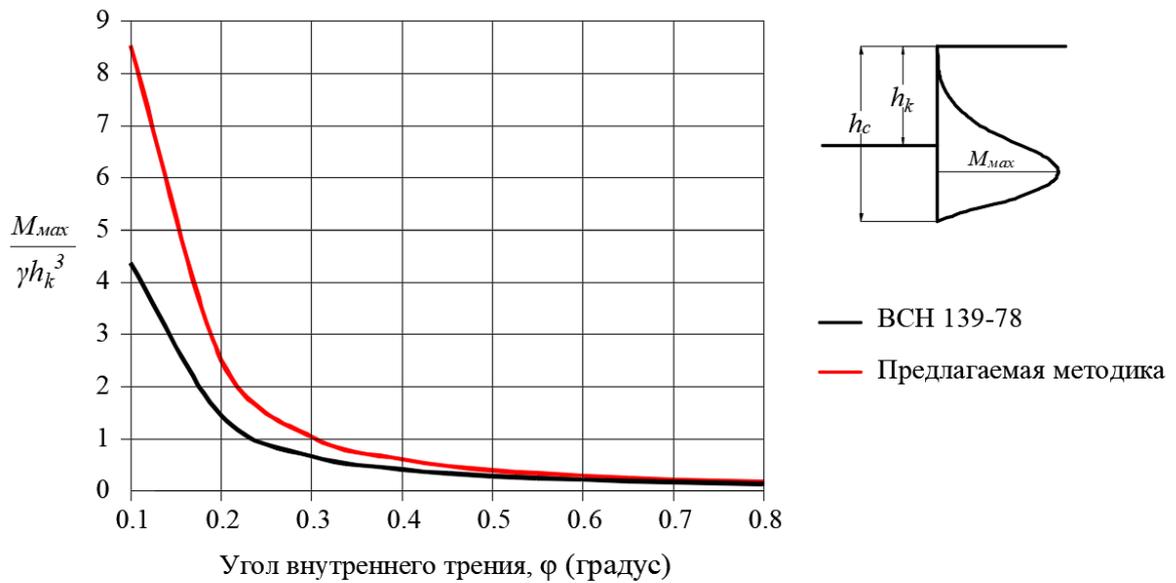


Рис.8. Максимальное значение изгибающего момента в стенке при различных значениях φ

По графикам на рис.7,8 установлено, что:

- при больших значениях угла внутреннего трения грунта требуемые глубины забивки стенки и максимальные значения изгибающего момента, получаемые по двум методам, стремятся к совпадению, а при меньших значениях параметра φ , получается большое расхождения результатов расчета.

- требуемая глубина забивки стенки по предлагаемой методике меньше на 4,5%–16,9% по сравнению с результатом вычислений методом ВСН 136–78 при уменьшении значения φ от 40° – 5° .

- максимальное значение изгибающего момента по предлагаемой методике меньше на 13,0%–48,8% по сравнению с результатом вычислений методом ВСН 136–78 при уменьшении значения φ от 40° – 5° .

На рис.9 показан график зависимости отношения требуемого заглубления шпунтовой стенки к глубине котлована от поверхностной нагрузки q при различных ее расстояниях L до котлована. Расчеты проведены при следующих данных: $h_k = 5\text{м}$, $\gamma = 18\text{кН/м}^3$ и расчетные значения $c = 10\text{кН/м}^2$; $\varphi = 20^\circ$, нормативный коэффициент запаса $k_3 = 1,5$.

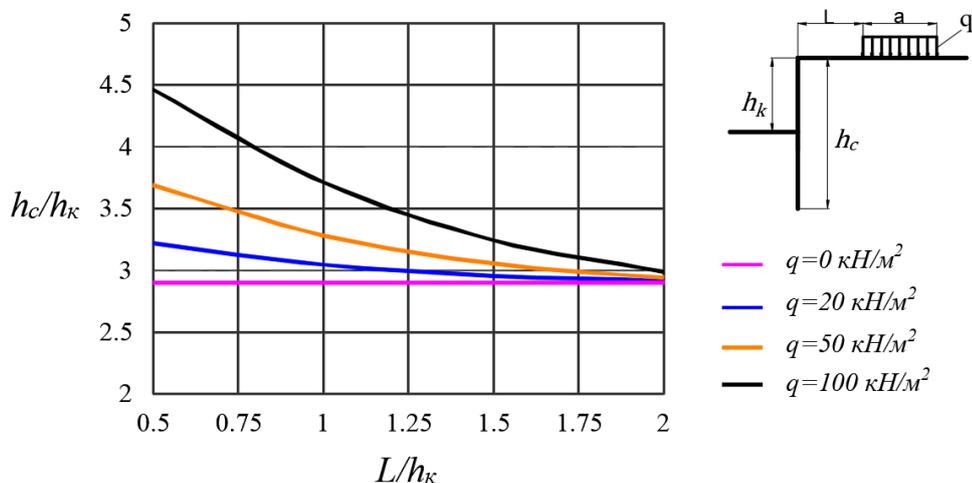


Рис.9. График зависимости требуемого заглубления ограждающей стенки от q при различных L

На рис.10 представлен график зависимости максимального значения изгибающего момента в стенке от действия поверхностной нагрузки q при различных расстояниях L от ограждающей стенки.

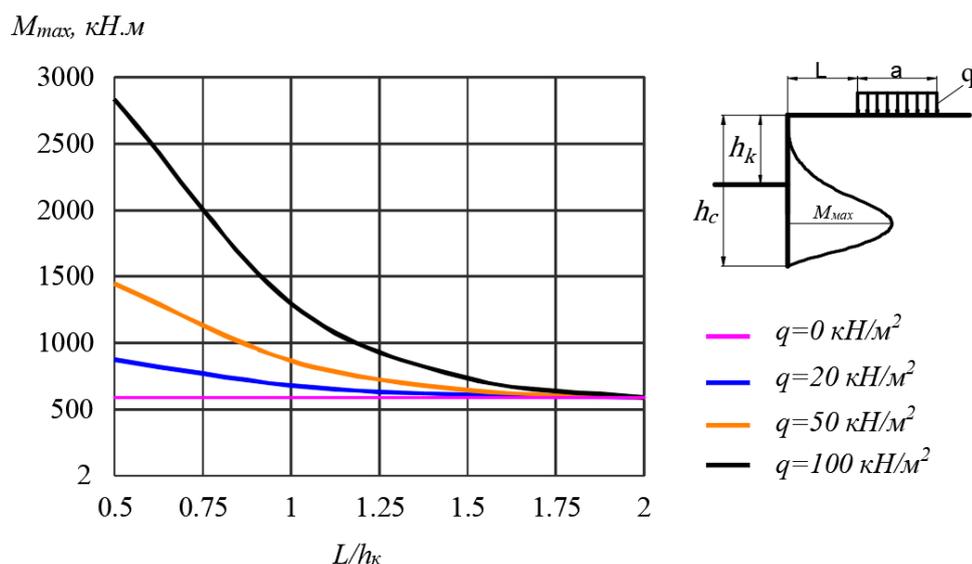


Рис.10. График зависимости максимального изгибающего момента в стенке от действия q при различных расстояниях L .

Результаты исследования показывают, что интенсивность поверхностной нагрузки и ее расстояние до строительного котлована оказывают значительное влияние на требуемую глубину погружения шпунта и максимальный изгибающий момент в стенке. При действии поверхностной нагрузки с интенсивностью $q = 100$ кН/м² на расстоянии $0,5h_k$ от котлована, требуемая глубина погружения шпунтовой стенки увеличивается на 53,8% и максимальный изгибающий момент увеличивается на 382% по сравнению со случаем расчета при отсутствии поверхностной нагрузки. Однако, за пределом $2h_k$, присутствие поверхностной нагрузки практически не влияет на требуемую глубину погружения и максимальный изгибающий момент стенки.

Основные результаты работы и выводы.

1. Разработана методика расчета ограждающих конструкций, в которой полностью учитываются уравнения равновесия и граничные условия, при этом уточняется распределение давления грунта на стенку.

2. Проверена достоверность предложенной методики путем сопоставлением получаемых результатов расчета с результатами экспериментальных данных и расчетов других исследователей. Результаты сравнения показывают, что применение предложенной методики позволяет получать близкие величины к результатам измерения и расчетам по методу конечных элементов.

3. Требуемая глубина заглубления и максимальный изгибающий момент в ограждающей стенке, рассчитанные по предлагаемой методике меньше в среднем на 13,0%–48,8% по сравнению с результатами, полученными нормативным методом (ВСН 136-78), что позволяет получать более экономичные технические решения при проектировании ограждающих конструкций.

4. На основе использования разработанной методики выполнен анализ влияния на результаты расчета ограждающих конструкций основных факторов: физико-механических свойств грунта, поверхностных нагрузок.

5. В результате теоретических исследований установлено, что при больших значениях угла внутреннего трения грунта требуемые глубины забивки стенки и максимальные значения

изгибающего момента, получаемые по различным методам, стремятся к совпадению, а при меньших значениях параметра φ , получается большое расхождение результатов расчета.

6. Результаты исследования показали, что поверхностная нагрузка, находящаяся на расстоянии от котлована в 2 раза больше глубины котлована, практически не оказывает влияния на требуемую глубину погружения шпунтовой стенки и ее максимальный изгибающий момент. Таким образом, в этом случае поверхностную нагрузку в расчете можно не учитывать.

7. Предложенные графические зависимости могут быть использованы для определения требуемой глубины заглубления стенки и максимального изгибающего момента для широкого диапазона значений углов внутреннего трения. Предлагаемые графические зависимости просты и удобны в использовании, избавляя от утомительных вычислений, которые обычно используются при расчете ограждающих конструкций.

ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Научные статьи, опубликованные в ведущих рецензируемых научных изданиях, перечень которых размещен на официальном сайте Высшей аттестационной комиссии и приравненные к ним:

1. В.Н. Бухарцев, Т.Т. Данг, «Устройство котлованов в условиях плотной застройки», *Гидротехническое Строительство*, №6, 2019
2. В.Н. Бухарцев, Т.Т. Данг, «Определение заглубления шпунтовых стен в условиях обводненных грунтов», *Гидротехническое Строительство*, №7, 2020.

Публикации в изданиях, индексируемых международной системой цитирования (Scopus и Web of Science)

1. V.N. Bukhartsev, T.T. Dang, “An Analytical Method of Stability Assessment of Cantilever Sheet Pile Walls in Conditions of Flooded Soils”. Proceedings of EECCE 2019. Springer International Publishing. Cham, 2020.

Статьи в других изданиях

1. В.Н. Бухарцев, Т.Т. Данг. Определение бокового давления грунта на незаанкерные шпунтовые стенки // В сборнике: конференции XLVIII «Неделя науки СПбПУ». Секция «Строительство и архитектура». Инженерно-строительный институт. 2019.

Аспирант _____ Данг Т.Т.