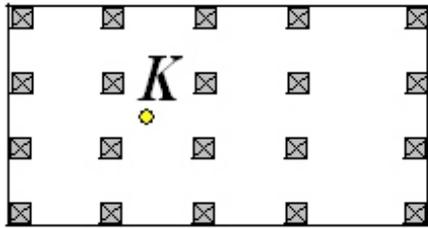




№3(55) апрель 2015



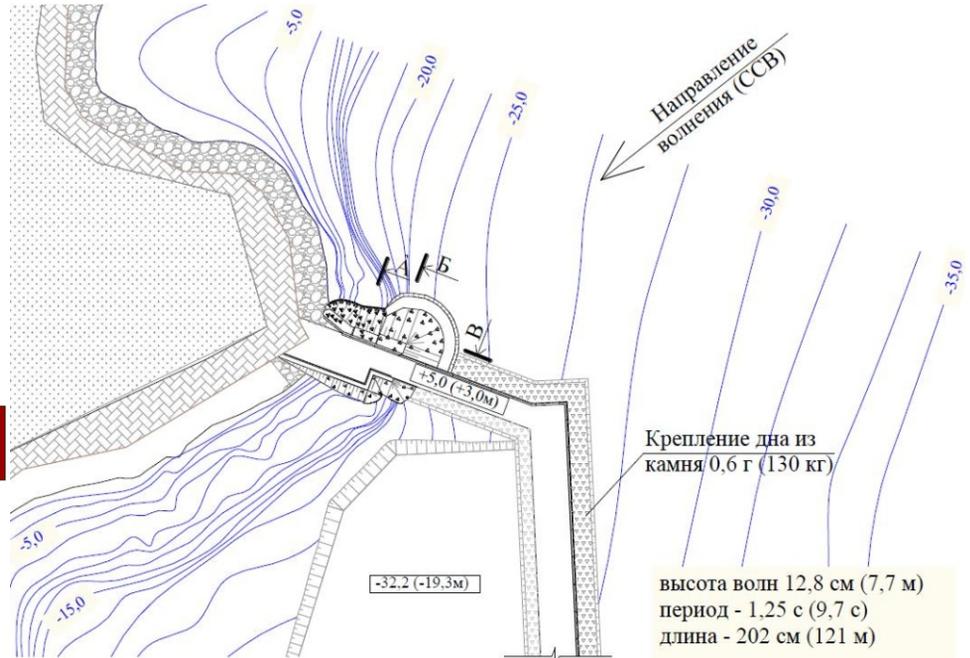
МЕТОДЫ



КОНСТРУКЦИИ

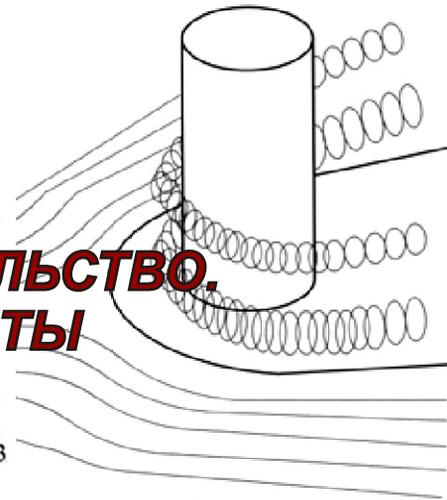
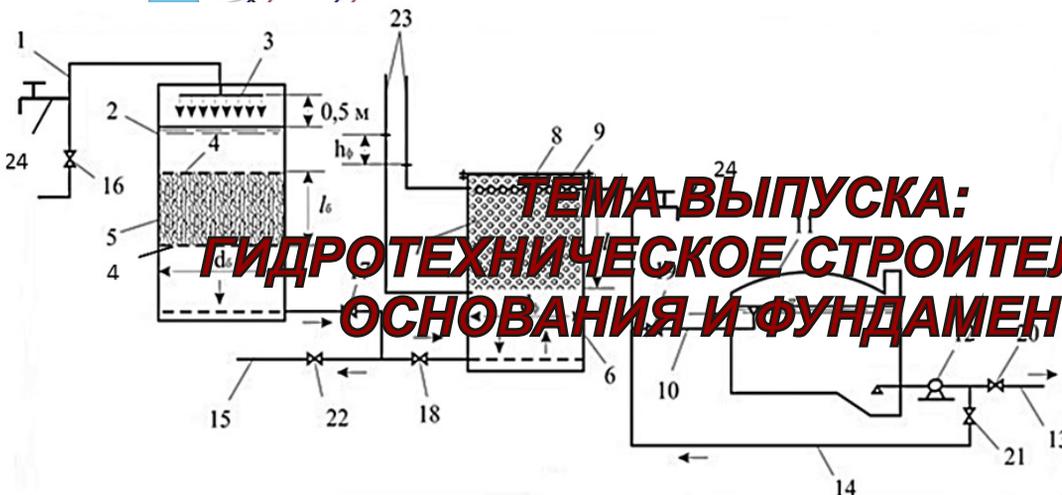
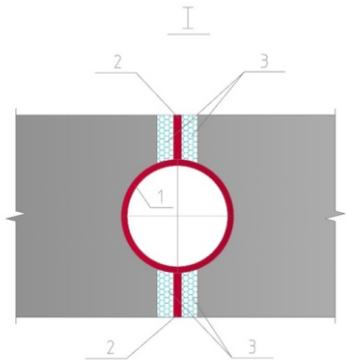
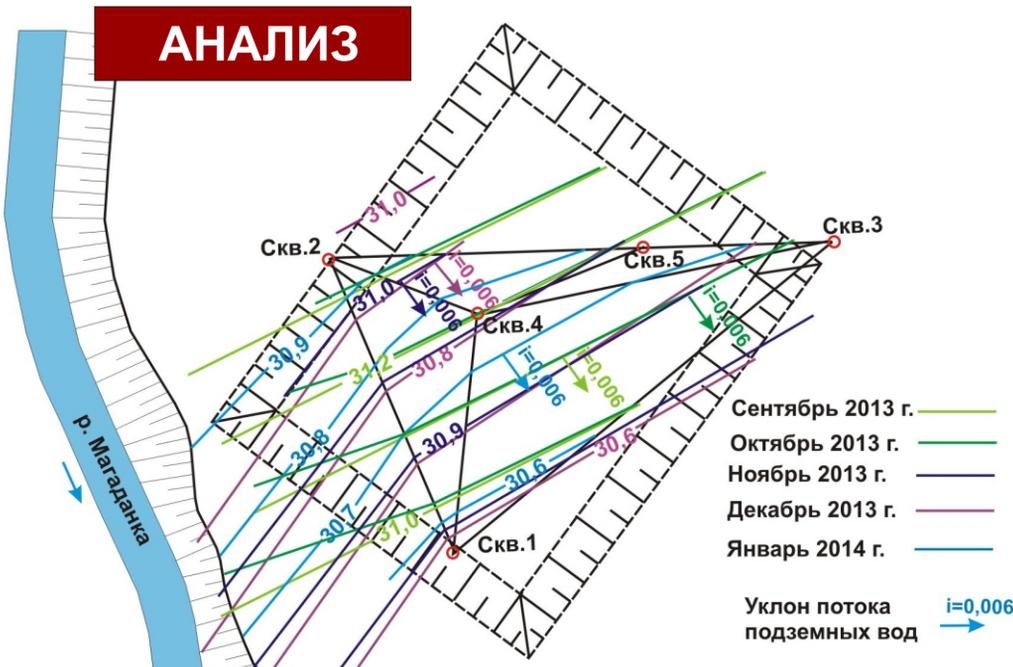


МОДЕЛИ



Все размеры даны в см

АНАЛИЗ



**ТЕМА ВЫПУСКА:
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО.
ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**



Инженерно-строительный институт
Центр дополнительных профессиональных программ
195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,
тел/факс: 552-94-60, www.stroikursi.spbstu.ru,
stroikursi@mail.ru

**Приглашает специалистов организаций, вступающих в СРО,
на курсы повышения квалификации (72 часа)**

Код	Наименование программы	Виды работ*
Курсы по строительству		
БС-01-04	«Безопасность и качество выполнения общестроительных работ»	п.1,2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14
БС-01	«Безопасность и качество выполнения геодезических, подготовительных и земляных работ, устройства оснований и фундаментов»	1,2,3,5
БС-02	«Безопасность и качество возведения бетонных и железобетонных конструкций»	6,7
БС-03	«Безопасность и качество возведения металлических, каменных и деревянных конструкций»	9,10,11
БС-04	«Безопасность и качество выполнения фасадных работ, устройства кровель, защиты строительных конструкций, трубопроводов и оборудования»	12,13,14
БС-05	«Безопасность и качество устройства инженерных сетей и систем»	15,16,17,18,19
БС-06	«Безопасность и качество устройства электрических сетей и линий связи»	20,21
БС-08	«Безопасность и качество выполнения монтажных и пусконаладочных работ»	23,24
БС-12	«Безопасность и качество устройства мостов, эстакад и путепроводов»	29
БС-13	«Безопасность и качество выполнения гидротехнических, водолазных работ»	30
БС-14	«Безопасность и качество устройства промышленных печей и дымовых труб»	31
БС-15	«Осуществление строительного контроля»	32
БС-16	«Организация строительства, реконструкции и капитального ремонта. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика»	33
Курсы по проектированию		
БП-01	«Разработка схемы планировочной организации земельного участка, архитектурных решений, мероприятий по обеспечению доступа маломобильных групп населения»	1,2,11
БП-02	«Разработка конструктивных и объемно-планировочных решений зданий и сооружений»	3
БП-03	«Проектирование внутренних сетей инженерно-технического обеспечения»	4
БП-04	«Проектирование наружных сетей инженерно-технического обеспечения»	5
БП-05	«Разработка технологических решений при проектировании зданий и сооружений»	6
БП-06	«Разработка специальных разделов проектной документации»	7
БП-07	«Разработка проектов организации строительства»	8
БП-08	«Проектные решения по охране окружающей среды»	9
БП-09	«Проектные решения по обеспечению пожарной безопасности»	10
БП-10	«Обследование строительных конструкций и грунтов основания зданий и сооружений»	12
БП-11	«Организация проектных работ. Выполнение функций генерального проектировщика»	13
Э-01	«Проведение энергетических обследований с целью повышения энергетической эффективности и энергосбережения»	
Курсы по инженерным изысканиям		
И-01	«Инженерно-геодезические изыскания в строительстве»	1
И-02	«Инженерно-геологические изыскания в строительстве»	2,5
И-03	«Инженерно-гидрометеорологические изыскания в строительстве»	3
И-04	«Инженерно-экологические изыскания в строительстве»	4
И-05	«Организация работ по инженерным изысканиям»	7

*(согласно приказам Минрегионразвития РФ N 624 от 30 декабря 2009 г.)

**По окончании курса слушателю выдается удостоверение о краткосрочном повышении
квалификации установленного образца (72 ак. часа)**

Для регистрации на курс необходимо выслать заявку на участие, и копию диплома об образовании по телефону/факсу: 8(812) 552-94-60, 535-79-92, , e-mail: stroikursi@mail.ru.

[Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru) – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском

Инженерно-строительный журнал

НАУЧНОЕ ИЗДАНИЕ

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого

Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Научный редактор:

Николай Иванович Ватин

Литературный редактор:

Елена Викторовна Цветкова

Редакционная коллегия:

д.т.н., проф. В.В. Бабков;
д.т.н., проф. М.И. Бальзанников;
к.т.н., проф. А.И. Боровков;
д.т.н., проф. Н.И. Ватин;
PhD, professor М. Вельжкович;
д.т.н., проф. А.Д. Гиргидов;
д.т.н., проф. Э.К. Завадскас;
д.т.н., проф. В.В. Лалин;
д.т.н., проф. Б.Е. Мельников;
д.т.н., проф. Р.Б. Орлович;
Dr. Sc. Ing., professor
Л. Пакрастиньш;
Dr.-Ing. Habil., professor
Х. Пастернак;
д.т.н., проф. А.В. Перельмутер;
к.т.н. А.Н. Пономарев;
д.ф.-м.н., проф. М.Х. Стрелец;
д.т.н., проф. О.В. Тараканов;
Dr.-Ing., professor Д. Унгерман.

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 30.04.15.
Формат 60x84/8, усл. печ. л. 11.
Заказ №0988.

Отпечатано в типографии СПбПУ.
СПб, ул. Политехническая, д. 29

Содержание**КОНСТРУКЦИИ**

- Кирсанов М.Н. Дискретная модель свайного фундамента 3
Иконин С.В., Сухотерин А.В. Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями 10

МЕТОДЫ

- Епин В.В., Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Деформационный мониторинг фундаментов зданий методом гидростатического нивелирования Гулый С.А. Метод промораживания грунта естественным холодом для защиты котлована от грунтовых вод 21
Поберезниченко О.Ю. Контактное обезжелезивание подземных вод в системах сельскохозяйственного водоснабжения 29
38

МОДЕЛИ

- Калякин А.М., Чеснокова Е.В. Обобщенная модель обтекания препятствия открытым турбулентным потоком 49
Семенов К.К., Леонтьев В.А., Нуднер И.С. Воздействие морских волн на судно, ошвартованное у причала с камерой гашения 57
Макаров К.Н., Чеботарев А.Г. Волнозащитные наброски в корневых частях портовых молвов 67

АНАЛИЗ

- Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С. Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Выбор мероприятий по защите от размыва оснований гравитационных платформ для освоения шельфа 79

© ФГАОУ ВО СПбПУ, 2015

На обложке: иллюстрации авторов к статьям номера

Контакты:

Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: mce@ice.spbstu.ru

Web: <http://www.engstroy.spb.ru>

doi: 10.5862/MCE.55.1

Дискретная модель свайного фундамента

*Д.ф.-м.н., профессор М.Н. Кирсанов,
Национальный исследовательский университет «МЭИ»*

Аннотация. Сплошное свайное поле фундамента моделируется упругими вертикальными стержнями, распределенными по площади основания конструкции равномерной сеткой. Тело конструкции предполагается абсолютно жестким, его вес смещен относительно геометрического центра. Решение статически неопределимой системы получено методом сил с использованием формулы Максвелла – Мора.

Метод индукции позволил найти решение для произвольного числа свай. В качестве параметров в решение входят размеры фундамента, вес конструкции, упругие характеристики свай (обобщенные коэффициенты жесткости), число узлов сетки свай по обеим ее сторонам, координаты центра тяжести конструкции. В системе компьютерной математики Maple получено аналитическое выражение для осадки и углов поворота фундамента.

Найденные зависимости обнаруживают предельные (по числу свай) свойства, позволяющие оценить деформативные характеристики фундамента и оптимизировать его конструкцию.

Ключевые слова: фундамент; сваи; осадка; точное решение; Maple

Введение

В связи с широким применением в строительстве свайных фундаментов возникает вопрос об оценке прочностных и деформативных свойств таких конструкций. Для расчета фундаментов применяются, как правило, численные методы, метод конечных элементов, метод сеток и специальные компьютерные комплексы, основанные на этих методах. В СНИП имеются приближенные аналитические оценки характеристик свайных фундаментов. Несмотря на уже имеющиеся многочисленные решения задачи, интерес к проблеме не уменьшается. Появляются уточняющие решения, которые включают в себя различные особенности конструкций, грунтов, внешних воздействий, учитывающие динамику и реологию. В данной работе в рамках упрощенной упругой постановки находится точное решение задачи об осадке фундамента при произвольном числе свай. Решение задачи для определенного, наперед заданного числа свай не представляет особой трудности. Основной проблемой в настоящей работе было обобщение решения на произвольное число свай. Использовался метод индукции, ранее разработанный в [1, 2] для стержневых конструкций с применением системы Maple [3].

В [4] приведены теоретические (на основе метода конечных элементов с учетом пластичности грунта) и экспериментальные результаты решения задачи о динамике свайного фундамента из группы девяти свай, расположенных в прямоугольной сетке. Численный анализ выполнен с помощью программы DBLEAVES. В эксперименте в качестве грунта использован песок. Виброплощадка тестового устройства имела размеры 120x160 см. Максимальное ускорение нагрузки 1 g, а максимальное смещение – 5 см. Максимальная нагрузка 16 кН, высшая частота – 10 Гц. Получены данные об осадке фундамента.

В обзорной работе [5] с использованием данных монографии [6] изучено влияние скорости нагружения на работу свайного фундамента. Кроме вертикальной внешней нагрузки, рассматривалась и моментная (опрокидывающая) нагрузка. Эксперименты проводились на песке, строились кривые «смещение – время» для различных скоростей нагружения.

В [7] методом конечных элементов описаны статические и динамические эксперименты с буронабивными сваями диаметром 880 мм и 29 м в длину. Для сравнения использовались пять различных численных методов.

Несущая способность свайного фундамента в зависимости от диаметра свай и параметров грунта методами искусственного интеллекта изучалась в обзоре [8]. Для моделирования использовались генетический алгоритм и нейронные сети. Здесь же приведены некоторые оценочные формулы и сравнение (весьма успешное) с экспериментом.

Экономическая составляющая задачи на примере зданий Cavalry Barracks в Гайд-парке и Hiscocks House в Стоунбридж Парке (Лондон) обсуждается в [9]. Отмечается, что количество необходимых свай фундамента может достигать нескольких сотен или даже тысяч, а стоимость свайного фундамента иногда превышает 20 % затрат на строительство самого здания.

Кирсанов М.Н. Дискретная модель свайного фундамента

Следует отметить, что, несмотря на большое число работ [10–24], учитывающих и свойства грунта, и горизонтальные и моментные нагрузки, аналитических решений задачи о свайном фундаменте почти нет. Приближенные аналитические оценки содержатся, например, в [8, 25, 26].

Схема и модель конструкции

Сваи предполагаются вертикальными (рис. 1), распределенными равномерно по площади основания фундамента (рис. 2). Оси координат направлены по сторонам прямоугольного сооружения размером $a \times b$. Число рядов свай по оси x равно n , по оси y – m . Координаты центра тяжести x_p, y_p и его вес P считаются заданными. Ростверк предполагается жестким.

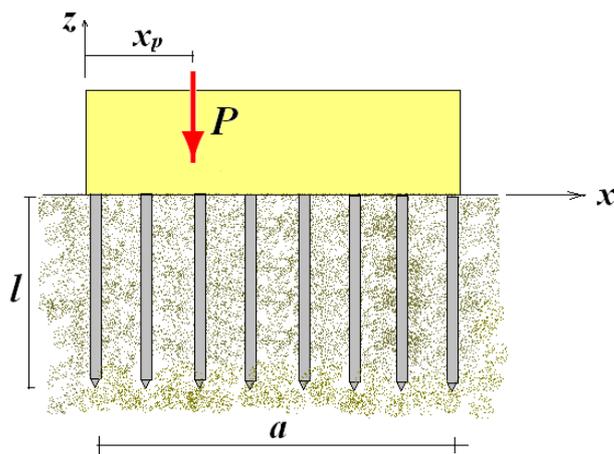


Рисунок 1. Схема расположения свай и нагрузки. $n=8$

Положение плоскости определяют три точки, поэтому система $nm - 3$ раз статически неопределима. Используем метод сил. В качестве основной статически определимой системы примем жесткий ростверк, опирающийся на три угловых сваи O, A и C (рис. 2). Сваи моделируются упругими стержнями длиной l и жесткостью EF .

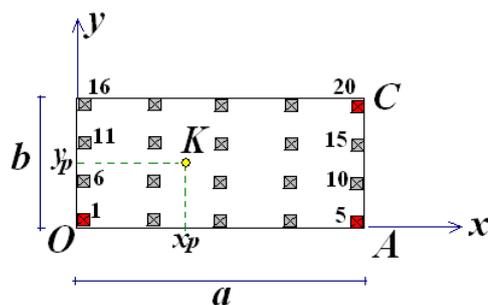


Рисунок 2. Фундамент в плане: $n = 5, m = 4, K$ – точка приложения нагрузки

Важно отметить, что и длина, и жесткость свай являются приведенными, учитывающими также работу грунта. Известно, что сваи-стойки, опирающиеся в большей степени нижним концом на плотные слои грунта или скальное основание и в меньшей степени боковыми сторонами на грунт, и висячие сваи, работающие в основном за счет сил сцепления с грунтом, имеют разную вертикальную податливость [25]. Однако в любом случае связь усилия, действующего на сваю, и осадки Δl в рамках малых упругих деформаций грунта и сваи выражается по формуле $S = EF\Delta l / l$, где E – приведенный модуль упругости, F – приведенная площадь сечения сваи. Длины свай l принимаем одинаковыми. Приближенные значения EF можно получить в зависимости от характеристик грунта и условий работы, пользуясь методикой [25, 26].

Пронумеруем сваи подряд рядами слева направо, снизу вверх. Первая опорная свая основной системы в начале координат имеет номер 1, вторая в правом нижнем углу с

координатами $x = a, y = 0 - n$, третья с координатами $x = a, y = b - n$ – номер $N = nm$. Обозначим множество номеров свай $R = \{1, \dots, nm\}$, множество номеров опор основной системы $R_0 = \{1, n, N\}$ (угловые точки).

Решение

Для определения усилий в опорах основной системы потребуются три уравнения равновесия:

$$\begin{aligned} s_{1,p} + s_{n,p} + s_{N,p} - P &= 0, \\ s_{N,p}b - Py_p &= 0, \\ s_{N,p}a + s_{n,p}a - Px_p &= 0. \end{aligned} \quad (1)$$

Первый индекс усилий означает номер сваи, второй (p) означает, что усилие найдено от действия внешней нагрузки. Аналогичная система уравнений равновесия необходима для определения усилий в опорах основной системы от действия единичной безразмерной силы в i -й опоре:

$$\begin{aligned} s_{1,i} + s_{n,i} + s_{N,i} + 1 &= 0, \\ s_{N,i}b + 1 \cdot y_i &= 0, \\ s_{N,i}a + s_{n,i}a + 1 \cdot x_i &= 0, \end{aligned} \quad (2)$$

где $i \in R_1 = R \setminus R_0$, $|R_1| = k - 3$. При этом усилия $s_{j,i}$, $i \in R_1, j \in R_0$ определяются из системы (2), остальные усилия равны нулю, кроме $s_{i,i} = 1$, $i \in R_1$. Система $N - 3$ канонических уравнений метода сил имеет вид

$$\sum_{m \in R_1} X_m \delta_{im} + \Delta_i = 0, \quad i \in R_1. \quad (3)$$

Коэффициенты вычисляем по формуле Максвелла – Мора (суммирование ведется по всем сваям конструкции, жесткости EF предполагаются одинаковыми):

$$\Delta_i = \sum_{m \in R} \frac{s_{m,p} s_{m,i} l}{EF}, \quad i \in R_1, \quad \delta_{ij} = \sum_{m \in R} \frac{s_{m,i} s_{m,j} l}{EF}, \quad i, j \in R_1.$$

Решение системы (3) дает значения $N - 3$ неизвестных X_m , $m \in R_1$. Усилия на все N свай фундамента статически неопределимой системы вычисляем по формуле

$$\tilde{S}_{i,p} = \sum_{m \in R_1} s_{i,m} X_m + s_{i,p}, \quad i \in R. \quad (4)$$

Для вычисления осадки фундамента в опоре с номером T от действия силы P , приложенной в точке K , воспользуемся формулой

$$\Delta_{K,T} = \sum_{i \in R} \frac{\tilde{S}_{i,K} \tilde{S}_{i,T} l}{EF}, \quad (5)$$

где $\tilde{S}_{i,T}, i \in R$ – усилие на сваю i от действия единичной силы, приложенной к точке T ; $\tilde{S}_{i,K}, i \in R$ – усилие на эту же сваю в статически неопределенной системе от действия силы P , приложенной к точке K , вычисленное по формуле (4). Методом индукции по числу рядов n и m получим осадку в угловой точке (начало координат O):

$$\Delta_O = \frac{Pl}{nmEF} \left(\frac{7nm + n + m - 5}{(n+1)(m+1)} - \frac{6(n-1)x_p}{a(n+1)} - \frac{6(m-1)y_p}{b(m+1)} \right). \quad (6)$$

Схема индукции в данной задаче близка к решениям для стержневых систем, но она сложнее в том, что здесь присутствуют два параметра n и m , по которым надо ее проводить, и хорошо разработанные методы на основе операторов **rgf_findrecur** и **rsolve** не работают в полную силу. Так, сначала была решена задача для $n = m = 2$ и получено выражение

$$\Delta_o = \frac{Pl(3ab - 2bx_p - 2ay_p)}{4abEF}.$$

Затем, выполняя индукцию по параметру n и фиксированному параметру m , получаем формулу

$$\Delta_o = \frac{Pl(7ab - 4bx_p - 6ay_p)}{12abEF}$$

при $n = 3, m = 2$ и т. д. С использованием операторов Maple удалось получить общий член последовательности по n при $m = 2$:

$$\Delta_o = \frac{Pl}{abEF} \left(\frac{5n-1}{2n(n+1)} ab - \frac{3(n-1)}{n(n+1)} bx_p - \frac{1}{n} ay_p \right). \quad (7)$$

Аналогично был получен общий член последовательности при $m = 3$:

$$\Delta_o = \frac{Pl}{abEF} \left(\frac{11n-1}{6n(n+1)} ab - \frac{2(n-1)}{n(n+1)} bx_p - \frac{1}{n} ay_p \right). \quad (8)$$

Индукцией по m (как обобщение выражений (7), (8) и др.) и была найдена окончательная формула (6) для осадки фундамента. Для решения задачи оказалось достаточным получения результатов при $n, m = 2, \dots, 7$. Для больших значений этих чисел время решения системы канонических уравнений в символьном виде и преобразования результатов заметно увеличивалось. В численном же виде решение занимает доли секунды, поэтому правильность выведенной формулы можно было проверить, выполнив расчет при значительно большем числе свай. Аналогично вычисляется осадка в углах A, B . Таким образом, можно определить углы наклона фундамента (рис. 3).

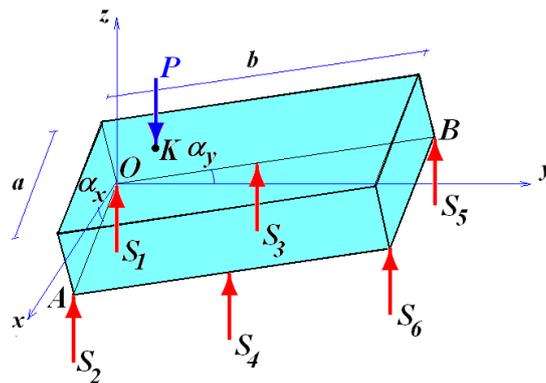


Рисунок 3. Нагрузка и реакции свай, $n = 2, m = 3$

Имеем следующие выражения для тангенсов углов наклона:

$$\operatorname{tg} \alpha_x = (\Delta_A - \Delta_o) / a, \quad \operatorname{tg} \alpha_y = (\Delta_B - \Delta_o) / b.$$

Опуская все преобразования индукции, выпишем окончательные формулы углов наклона для произвольного числа свай:

$$\operatorname{tg} \alpha_x = -\frac{6(n-1)(a - 2x_p)Pl}{n(n+1)ma^2EF}, \quad \operatorname{tg} \alpha_y = -\frac{6(m-1)(b - 2y_p)Pl}{n(m+1)mb^2EF}. \quad (9)$$

Заметим, что усилия в сваях рассматриваемой статически неопределимой системы можно найти методом перемещений, и этот метод будет проще метода сил. Для любого числа свай в методе перемещений будут только три неизвестные величины – коэффициенты в уравнении плоскости ростверка $Ax_i + By_i + Cz_i + D = 0$. Для определения коэффициентов A , B и C используются три уравнения статики: уравнения моментов относительно осей x и y и сумма проекций на ось z . Усилие в свае в силу линейной упругости пропорционально координате z_i . Неопределенный коэффициент D за счет однородности уравнений сократится. Однако метод сил был выбран с прицелом на дальнейшее усовершенствование предложенной модели фундамента, учитывающей деформацию здания, где метод перемещений работает значительно хуже. Кроме того, в методе сил индукция по двум параметрам проводится проще.

Анализ

Из (6) и (9) следует легко предсказуемый результат: с увеличением числа свай осадка и углы наклона ростверка уменьшаются. Введем естественное ограничение на общую условную жесткость всех свай: $EF = EF_{sum} / N$, где $N = nm$ – общее число свай, EF_{sum} – суммарная жесткость, EF – жесткость отдельной сваи. Таким образом, чем больше свай под фундаментом, тем они менее жесткие. Если приведенный модуль упругости оставить постоянным, то уменьшения жесткости можно добиться уменьшением площади поперечного сечения свай. Введем обозначение для безразмерного прогиба угловой точки $\tilde{\Delta} = \Delta_O EF_{sum} / (Pl)$ и тангенсов углов наклона: $\text{tg}\tilde{\alpha}_x = (EF_{sum} / P)\text{tg}\alpha_x$, $\text{tg}\tilde{\alpha}_y = (EF_{sum} / P)\text{tg}\alpha_y$. Из (6) и (9) следует:

$$\tilde{\Delta} = \frac{7nm + n + m - 5}{(n+1)(m+1)} - \frac{6(n-1)x_p}{a(n+1)} - \frac{6(m-1)y_p}{b(m+1)}, \quad (10)$$

$$\text{tg}\tilde{\alpha}_x = -\frac{6(n-1)(a-2x_p)l}{(n+1)a^2}, \quad \text{tg}\tilde{\alpha}_y = -\frac{6(m-1)(b-2y_p)l}{(m+1)b^2}. \quad (11)$$

В этом случае с увеличением числа свай выражения (10) и (11) имеют пределы:

$$\lim_{m,n \rightarrow \infty} \tilde{\Delta} = 7 - 6(x_p/a + y_p/b), \quad \lim_{n \rightarrow \infty} \text{tg}\tilde{\alpha}_x = -6(a-2x_p)l/a^2, \quad \lim_{m \rightarrow \infty} \text{tg}\tilde{\alpha}_y = -6(b-2y_p)l/b^2.$$

График зависимости (11) представлен на рисунке 4. Наблюдается стремление кривой к горизонтальной асимптоте, зависящей от эксцентриситета приложения нагрузки. При центральном расположении точки K , т. е. при $x_p = a/2$, основание фундамента не наклоняется.

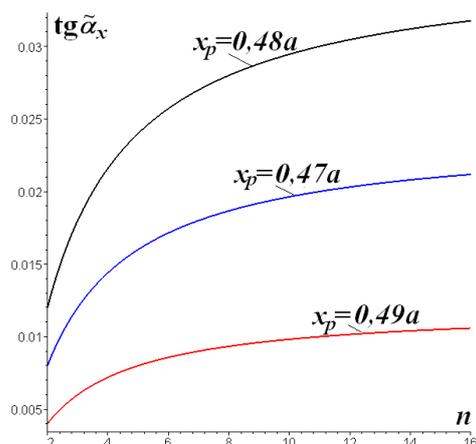


Рисунок 4. Зависимости наклона фундамента от числа свай. $a = 20\text{ м}$, $l = 1\text{ м}$

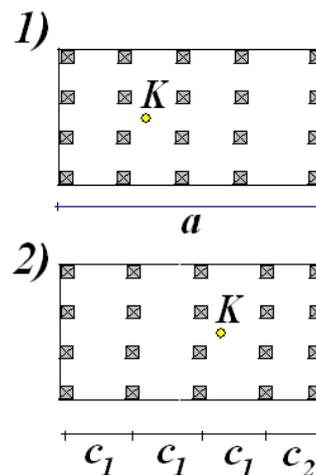


Рисунок 5. Выравнивание наклона фундамента: 1) $\varepsilon < 0$, 2) $\varepsilon > 0$

Выравнивание наклона

Рассмотренный алгоритм аналитического расчета свайного фундамента можно применить и для более сложной конфигурации свай. Если нагрузка находится не в центре тяжести основания, то наклона ростверка, который обязательно произойдет при равномерном распределении свай, можно избежать, например, уплотнив их расположение в одной из частей фундамента. Рассмотрим, в частности, следующее распределение их координат:

$$x_{i+n(j-1)} = (a - \varepsilon)(i - 1) / (n - 1), i = 1, \dots, n - 1, j = 1, \dots, m, x_{nj} = a.$$

На рисунке 5 даны схемы распределения свай при различных ε при $n = 5$. В первом случае первые ряды смещены влево, во втором – вправо. Для n рядов свай первые $n - 2$ интервала по оси x равны $c_1 = (a + \varepsilon) / (n - 1)$, последний интервал $c_2 = (a - \varepsilon(n - 2)) / (n - 1)$. Суммарная длина интервалов, очевидно, равна длине стороны фундамента $(n - 2)c_1 + c_2 = a$. Случай $\varepsilon = 0$ соответствует равномерному распределению свай.

Повторяя процедуру индукции по числу n , получаем выражение для $\operatorname{tg} \alpha_x$, зависящее от параметра неравномерности ε . Из условия равенства угла наклона нулю, опуская громоздкие выкладки, выпишем ответ – значение параметра ε , при котором при эксцентрично приложенной нагрузке не возникает наклона ростверка:

$$\varepsilon = (2x_p - a)n / (n - 2).$$

Решение справедливо при $n > 2$. Аналогичное соотношение получается и при смещении нагрузки по оси y .

Выводы

Рассмотрена статическая упругая модель деформации свайного основания с произвольным числом свай под действием вертикальной нагрузки от силы тяжести сооружения. Предложена дискретная модель, позволяющая найти усилия на сваи и вычислить осадку и углы наклона ростверка. Аналитическая форма результата позволяет оптимизировать конструкцию фундамента. В частности, предложен вариант перераспределения расположения свай для выравнивания горизонта фундамента при эксцентричном расположении нагрузки. Предложенный алгоритм позволяет решать аналогичные задачи и для других, не только прямоугольных форм основания сооружения. Представляется также интересной задача об оптимальном (по углам наклона и осадке) распределении заданного числа свай по произвольной сетке с помощью генетического алгоритма [8, 27]. В последнем случае аналитическое решение вида (6), (9) вряд ли возможно, однако для фундаментов нерегулярной формы такое решение имеет практическое значение.

Литература

1. Кирсанов М.Н. Изгиб, кручение и асимптотический анализ пространственной стержневой консоли // Инженерно-строительный журнал. 2014. №5(49). С. 37–43.
2. Кирсанов М.Н., Андреевская Т.М. Анализ влияния упругих деформаций мачты на позиционирование антенного и радиолокационного оборудования // Инженерно-строительный журнал. 2013. №5(40). С. 52–58.
3. Кирсанов М. Н. Maple и Maple. Решения задач механики. СПб.: Изд-во Лань, 2012. 512 с.
4. Baoa X., Morikawaa Y., Kondob Y., Nakamura K., Zhanc F. Shaking table test on reinforcement effect of partial ground improvement for group-pile foundation and its numerical simulation // Soils and Foundations. 2012. Vol. 52(6). Pp. 1043–1061.
5. Watanabea K., Kusakabeb O. Reappraisal of load in grate effects on sand behavior in view of seismic design for pile foundation // Soils and Foundations. 2013. Vol. 53(2). Pp. 215–231.
6. Bowles J.E. Foundation Analysis and Design. Singapore: McGraw-Hill, 1997. 624 p.
7. Gabrielaitisa L., Papinigisb V., Zarzojus G. Estimation of Settlements of Bored Piles Foundation // Procedia Engineering. 2013. Vol. 57. Pp. 287–293.

8. Shahin M.A. State-of-the-art review of some artificial intelligence applications in pile foundations // Geoscience Frontiers. 2014. Pp.1–12. [Электронный ресурс]. URL: <http://dx.doi.org/10.1016/j.gsf.2014.10.002>
9. Letsios C., Lagaros N. D., Papadrakakis M. Optimum design methodologies for pile foundations in London // Case Studies in Structural Engineering. 2014. Vol. 2, Pp. 24–32.
10. Tschuchnigg F., Schweiger H.F. The embedded pile concept – Verification of an efficient tool for modelling complex deep foundations // Computers and Geotechnics. 2015. Vol. 63. Pp. 244–254.
11. Liam Finn W.D. 1st Ishihara Lecture: An overview of the behavior of pile foundations in liquefiable and non-liquefiable soils during earthquake excitation // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2015. Vol. 68. Pp. 69–77.
12. Zhong R., Huang M. Winkler model for dynamic response of composite caisson–piles foundations: Seismic response Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2014. Vol. 66. Pp. 241–251.
13. Isobe K., Kimura M., Ohtsuka S. Design approach to a method for reinforcing existing caisson foundations using steel pipe sheet piles // Soils and Foundations. 2014. Vol. 54. Issue 2. Pp. 141–154.
14. Wang S., Orense R. P. Modelling of raked pile foundations in liquefiable ground // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2014. Vol. 64. Pp. 11–23.
15. Hokmabadi A.S., Fatahi B., Samali B. Seismic response of mid-rise buildings on shallow and end-bearing pile foundations in soft soil // Soils and Foundations. 2014. Vol. 54. Issue 3. Pp. 345–363.
16. Zhang J., Li J.P., Zhang L.M., Huang H.W. Calibrating cross-site variability for reliability-based design of pile foundations // Computers and Geotechnics. 2014. Vol. 62. Pp. 154–163.
17. Gabrielaitis L., Papinigis V., Zarzojus G. Estimation of Settlements of Bored Piles Foundation // Procedia Engineering. 2013. Vol. 57. Pp. 287–293.
18. Basile F. Effects of tunnelling on pile foundations // Soils and Foundations. 2014. Vol. 54. Issue 3. Pp. 280–295.
19. Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий // Инженерно-строительный журнал. 2014. №4(48). С. 17–27.
20. Саргсян А. Е., Геращенко В.С., Шапошников Н.Н. Расчетная модель свайных фундаментов с учетом эффекта их взаимодействия с грунтовой средой // Вестник МГСУ. 2012. №4. С. 69–72.
21. Уткин М.М., Махнатов С.А., Скворцов С.Я. Проблемы расчета свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента // Приволжский научный журнал. 2012. №2. С. 63–68.
22. Cairo R., Conte E. Settlement analysis of pile groups in layered soils // Canadian Geotechnical Journal. 2006. Vol. 43(8). Pp. 788–801.
23. Conte E., Troncone A., Vena M. Nonlinear three-dimensional analysis of reinforced concrete piles subjected to horizontal loading // Computers and Geotechnics, 2013. Vol. 49. Pp. 123–133.
24. Cairo R., Conte E., Dente G.R. Analysis of pile groups under vertical harmonic vibration // Computers and Geotechnics. 2005. Vol. 32. No. 7. Pp. 545–554.
25. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85
26. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л.: Стройиздат, 1988. 415 с.
27. Кирсанов М.Н. Генетический алгоритм оптимизации стержневых систем // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. №2. С. 60–63.

Михаил Николаевич Кирсанов, Москва, Россия

Тел. моб.: +7(916)9055994; эл. почта: mpei2004@yandex.ru

© Кирсанов М.Н., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.2

Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями

*К.т.н., профессор С.В. Иконин;
аспирант А.В. Сухотерин,*

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Аннотация. Сплошные плитные фундаменты, широко применяемые в настоящее время в фундаментостроении, имеют существенный недостаток – высокий расход стали, используемой для их армирования. В статье предлагается конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями, которая отличается от традиционного решения тем, что в тело плиты вводятся узлы шарнирного действия, обеспечивающие практически повсеместное уменьшение изгибающих моментов внутри фундамента.

Сформулированы основные требования, предъявляемые к узлу шарнирного действия при конструировании. С целью подтверждения эффективности предлагаемой конструкции приводится сравнительный анализ результатов расчета фундаментной плиты с регулируемыми усилиями и традиционной сплошной фундаментной плиты.

Анализ полученных результатов расчета показал, что узел шарнирного действия обеспечивает существенную разгрузку сечений фундаментной плиты как в пролетах, так и под колоннами.

Ключевые слова: плитные фундаменты; узел шарнирного действия; совместный расчет

Введение

В современных условиях строительства, характеризующихся повышенной этажностью возводимых объектов, стесненностью осваиваемых площадок, использованием в качестве оснований грунтов с невысокими значениями деформационных характеристик, существенно возрастает актуальность фундаментов в виде сплошных железобетонных плит. Неоспоримое достоинство данных фундаментов заключается в том, что они способны перераспределять внешние воздействия от зданий или сооружений на значительную область основания, создавая таким образом благоприятные условия для выравнивания осадок оснований, обусловленных неоднородным строением грунтовых массивов и неравномерным нагружением фундаментных плит в плане.

Накопленный опыт проектирования показывает, что недостатком рассматриваемой конструкции фундамента является ее большая стоимость, связанная главным образом со значительным расходом стали на армирование. Настоящая работа посвящена именно данному аспекту вопроса о снижении материалоемкости фундаментных плит.

Обзор литературы

По результатам анализа существующих источников можно выделить три главных направления, которые позволяют снизить материалоемкость конструкции плитного фундамента.

К первому направлению следует отнести работы, в которых предлагается выполнять совместный расчет системы «надземная конструкция – фундамент – основание». Этот вопрос рассматривался в руководстве по проектированию плитных фундаментов [1] и такими авторами, как М.И. Горбунов-Посадов [2], С.Н. Клепиков [3], А.С. Городецкий [4], В.М. Улицкий [5], А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин [6], R. Katzenbach, G. Bachmann, C. Gutberlet [7], J.B. Burland, B.B. Broms, V.F.B. De Mello [8], O. Kabantsev, A. Perelmuter [9], S.C. Dutta, R. Roy [10].

Второе направление подразумевает учет нелинейного поведения грунтовых оснований и материала фундаментной плиты при нагружении. Данный подход отразили в своих трудах В.И. Соломин [11, 12, 13], А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин [14], В.Г. Федоровский [15, 16], Н.И. Карпенко [17], S.G. Bezvoley [18], A.S. Morgun, A.M. Ratushna [19], R. Cerioni, L. Mingardi [20], C. Barth, E. Margraf [21], R.B.J. Brinkgreve [22].

В работах третьего направления оптимизации армирования фундаментных плит добиваются за счет новых конструктивных решений. Данные конструктивные решения разрабатывали такие авторы, как С.Л. Эскулов [23], S.M. Alenikov, S.V. Ikonin [24, 25], А.К. Беляничев [26], Р.Л. Айвазов [27, 28], В.А. Таршиш [29], Е.А. Сорочан [30].

Иконин С.В., Сухотерин А.В. Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями

Результаты исследований, публикуемые авторами в данной статье, относятся к третьему из названных направлений.

Постановка задачи

С целью уменьшения расхода арматуры предлагается ввести в конструкцию плитного фундамента узлы шарнирного действия так, как показано на рисунках 1–3.

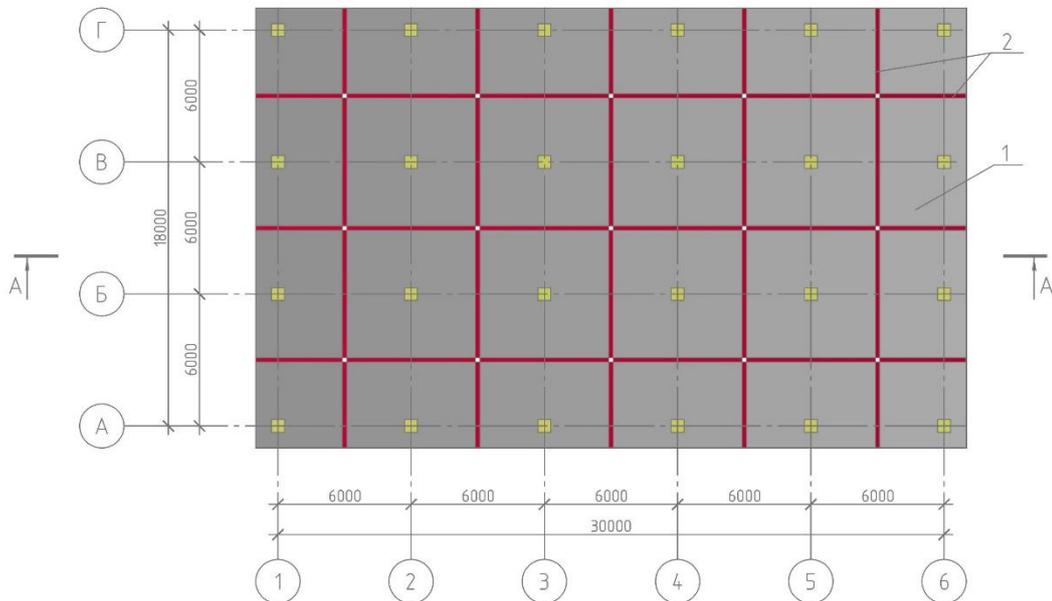


Рисунок 1. Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями, план:
1 – железобетонная плита; 2 – узел шарнирного действия

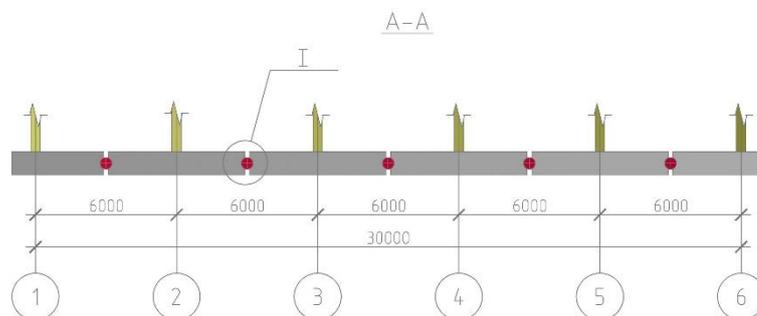


Рисунок 2. Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями, разрез А-А:
I – узел шарнирного действия

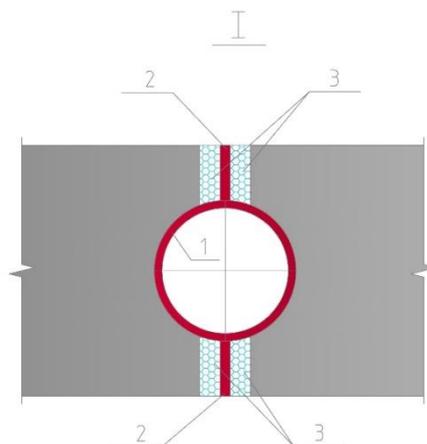


Рисунок 3. Узел шарнирного действия

1 – стальная труба; 2 – стальные пластины; 3 – вставки из пенопласта

Иконин С.В., Сухотерин А.В. Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями

Предлагаемый узел шарнирного действия не препятствует взаимному повороту смежных частей фундаментной плиты, создавая таким образом шарнирный эффект в ее работе. Вместе с тем данное конструктивное решение обеспечивает совместную работу соседних участков плиты, разделенных узлами шарнирного действия, что позволяет сохранить у фундамента распределительную способность.

Конструкция узла шарнирного действия должна отвечать следующим требованиям.

Необходимо проверить согласно [31] консольный участок фундаментной плиты, изображенный на рисунке 4, на прочность по поперечной силе Q_{max} и изгибающему моменту M_x , воспользовавшись формулами (1) и (2).

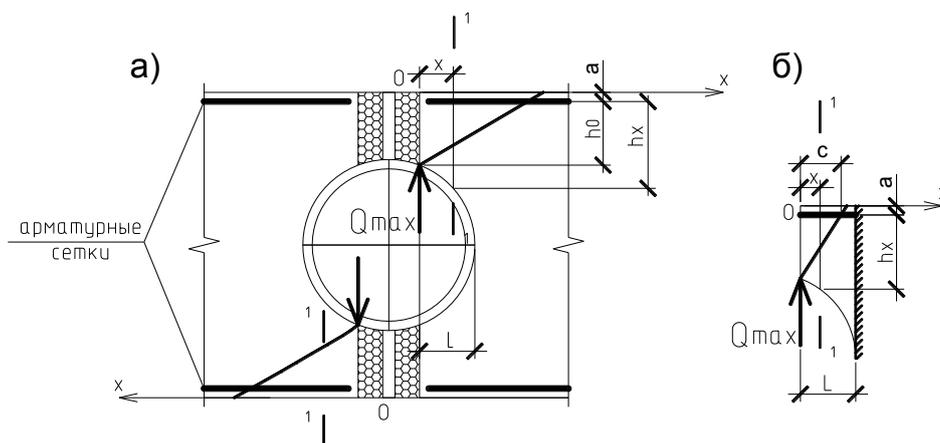


Рисунок 4. Расчетная схема влияния узла шарнирного действия на местную прочность фундаментной плиты: а) схема приложения сил в узле; б) расчетная схема консольного участка плиты в виде защемленной балки переменной толщины

$$Q_{max} \leq \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{c}; \quad (1)$$

$$M_x = Q_{max} \cdot x \leq R_{bt} \cdot \frac{b \cdot h_x^2}{6}, \quad (0 < x \leq L), \quad (2)$$

где Q_{max} – максимальная поперечная сила в узле шарнирного действия на участке длиной $b = 1$ м; M_x – изгибающий момент в сечении 1-1 консоли, удаленном от точки приложения силы Q_{max} на расстояние x ; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению; h_x – рабочая высота консоли в расчетном сечении 1-1; h_0 – рабочая высота расчетного сечения консоли при $x = 0$; a – толщина защитного слоя арматуры; c – горизонтальная проекция наклонного сечения консольного участка плиты ($h_0 \leq c \leq 2,4h_0$, при $L > 2,4h_0$ принимают $L = 2,4h_0$ [31]).

Для нормального функционирования узла шарнирного действия при повороте (рис. 5) должны быть выполнены условия (3) и (4).

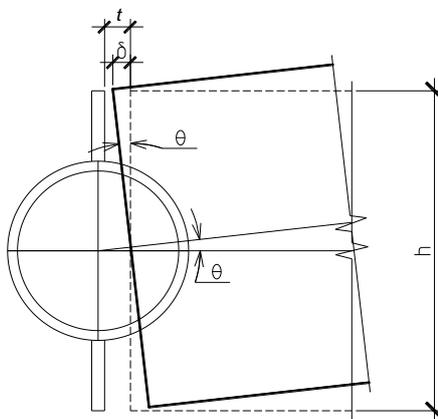


Рисунок 5. Расчетная схема узла шарнирного действия при повороте смежных участков фундаментной плиты

$$\delta \leq t ; \quad (3)$$

$$\delta = \frac{h}{2} \cdot \sin \theta , \quad (4)$$

где t – толщина сжимаемой прослойки в узле шарнирного действия; δ , θ – соответственно показанные на рисунке 5 перемещение и угол поворота смежных участков фундаментной плиты, разделенных узлом шарнирного действия.

Основной технологической особенностью предлагаемой конструкции по сравнению с традиционными сплошными фундаментными плитами является то, что перед началом монолитных работ необходимо устанавливать в проектное положение элементы узлов шарнирного действия (рис. 3). В результате по всему телу фундамента за счет вводимых шарнирных узлов существенно снижаются изгибающие моменты. Поэтому рассматриваемый фундамент с узлами шарнирного действия можно классифицировать как фундаментную плиту с регулируемыми усилиями.

В практике фундаментостроения подобные конструкции фундаментных плит еще не применялись. Следовательно, при проектировании конкретных объектов будет необходимо всесторонне оценивать совместную работу всех узлов и элементов системы «основание – фундамент – сооружение» в соответствии с требованиями национальных стандартов на проектирование и, в частности, с принятыми ограничениями по деформациям, прочности и устойчивости оснований и строительных конструкций. Чтобы получаемые решения были максимально приближены к действительности, желательно в расчетах использовать математические модели, наиболее адекватно описывающие сопротивление грунтов и конструкционных материалов внешним воздействиям.

Для оценки эффективности конструкции фундаментной плиты с регулируемыми усилиями проводились серии сравнительных МКЭ расчетов. Сравнивались результаты расчета предлагаемой конструкции фундаментной плиты со сплошной фундаментной плитой. Оба варианта фундаментных плит рассматривались совместно в системе «основание – фундамент – сооружение».

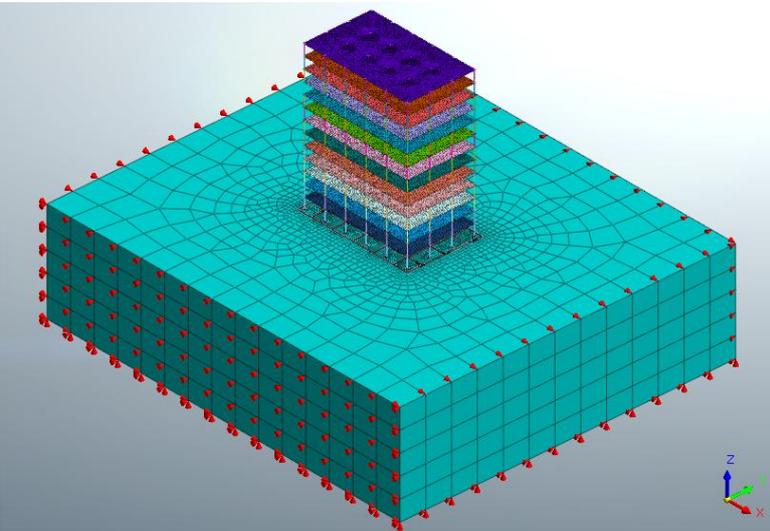
Совместный расчет системы «основание – фундамент – сооружение» производился в программном комплексе «MIDAS GTS NX». Грунтовый массив моделировался трехмерными конечными элементами типа «Solid» с тремя степенями свободы в узлах. В качестве расчетной модели грунта, описывающей нелинейное поведение основания под нагрузкой, использовалась упругая идеально-пластическая модель Мора – Кулона, состоящая из двух компонент: закона Гука и условия прочности Кулона. Модель учитывает основные свойства грунта, такие как упругое поведение при малых нагрузках, малая жесткость материала при разрушении, условие разрушения и упругая разгрузка после течения. Предельное напряженное состояние по Мору – Кулону определяется условием (5):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \varphi - C \cdot \cos \varphi = 0, \quad (5)$$

где σ_1 , σ_3 – главные напряжения; φ – угол внутреннего трения; C – удельное сцепление.

Элементы каркаса моделировались стержневыми элементами типа «Beam» и пластинчатыми элементами типа «Shell». Для создания шарнирной работы смежных частей фундаментной плиты использовался инструмент «Add End Release (Shell)», который позволяет освободить необходимые перемещения в узлах пластинчатых элементов. Все остальные параметры рассматриваемой системы «основание – фундамент – сооружение» приведены ниже в таблице 1.

Таблица 1. Исходные данные системы «основание – фундамент – сооружение»

Общий вид расчетной схемы «основание – фундамент – сооружение»	
	
Характеристики сооружения	<p>Конструктивная схема – каркасная Сетка колонн 6х6 м, размер сетки в плане – 18х30 м Высота этажа – 3 м, количество этажей – 13 Колонны сечением 0,4х0,4 м Перекрытия толщиной 0,2 м Материал каркаса – бетон класса В25 Нагрузка на каждом перекрытии – 5 кН/м²</p>
Характеристики фундамента	<p>Фундамент в виде сплошной фундаментной плиты или в виде фундаментной плиты с регулируемыми усилиями Толщина фундаментной плиты – 1,0 м Материал фундамента – бетон класса В20 Нагрузка на фундаментную плиту – 5 кН/м²</p>
Характеристики основания	<p>Основание представлено однородным слоем песка средней крупности средней плотности со следующими механическими характеристиками: $\varphi = 36^\circ$, $C = 1$ кПа, $E = 30$ МПа, $\nu = 0,3$</p>

Результаты исследований

По результатам расчета двух вариантов фундаментных плит были получены изополя значений изгибающих моментов, поперечных сил и осадок, которые показаны соответственно на рисунках 6–11. Сопоставление приведенных результатов расчета указывает на то, что узел шарнирного действия обеспечивает существенную разгрузку сечений фундаментной плиты как в пролетах, так и под колоннами при практически равных осадках основания в обоих вариантах расчета. Перераспределение усилий в надземной части системы «основание – фундамент – сооружение» за счет введения в плиту шарниров незначительно и не требует дополнительного расхода арматуры. Представленные на рисунках 6–11 графические материалы обобщены в таблице 2.

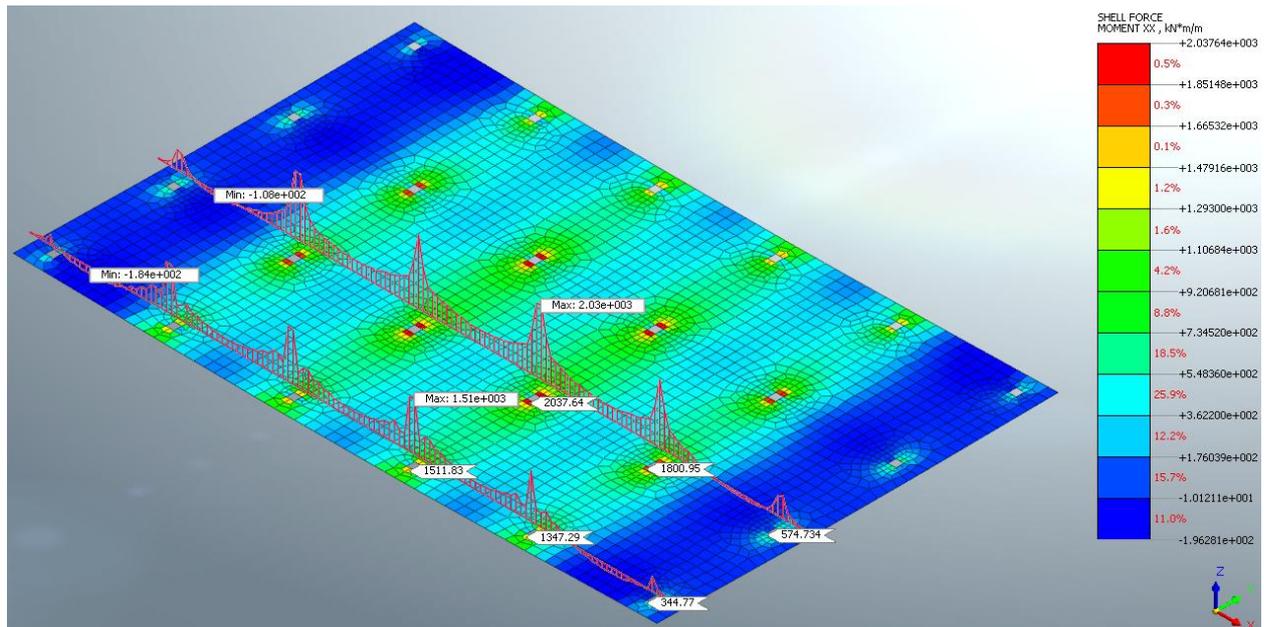


Рисунок 6. Изополя значений изгибающих моментов M_x (кН·м) сплошной фундаментной плиты

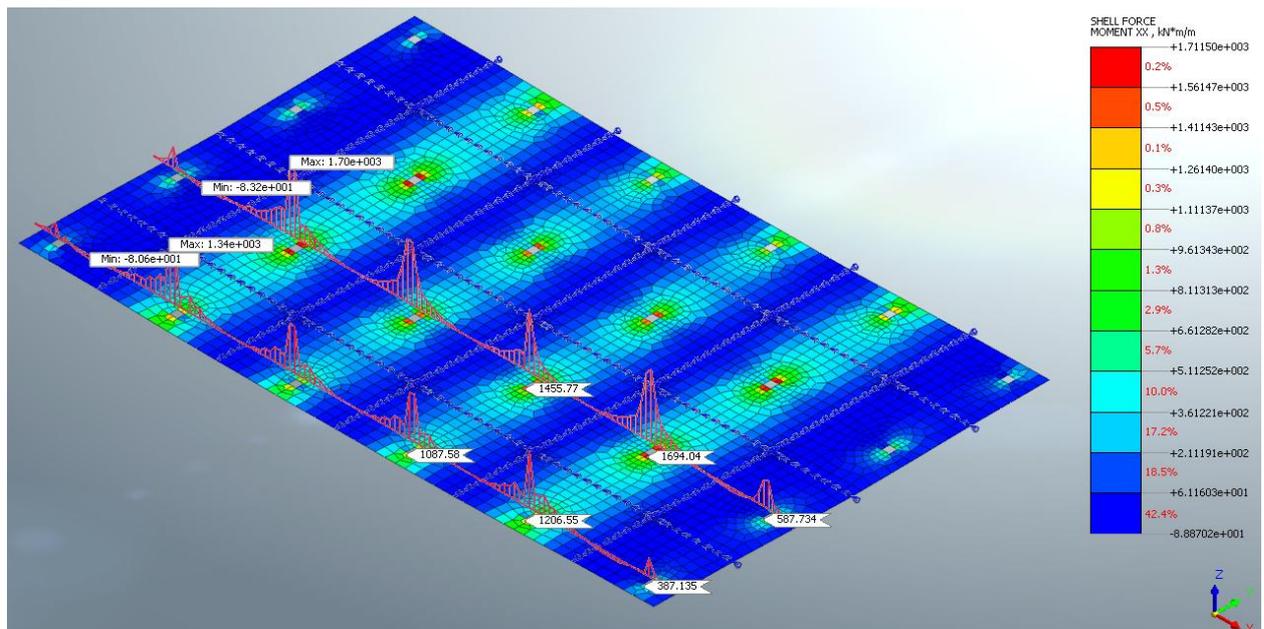


Рисунок 7. Изополя значений изгибающих моментов M_x (кН·м) фундаментной плиты с регулируемыми усилиями

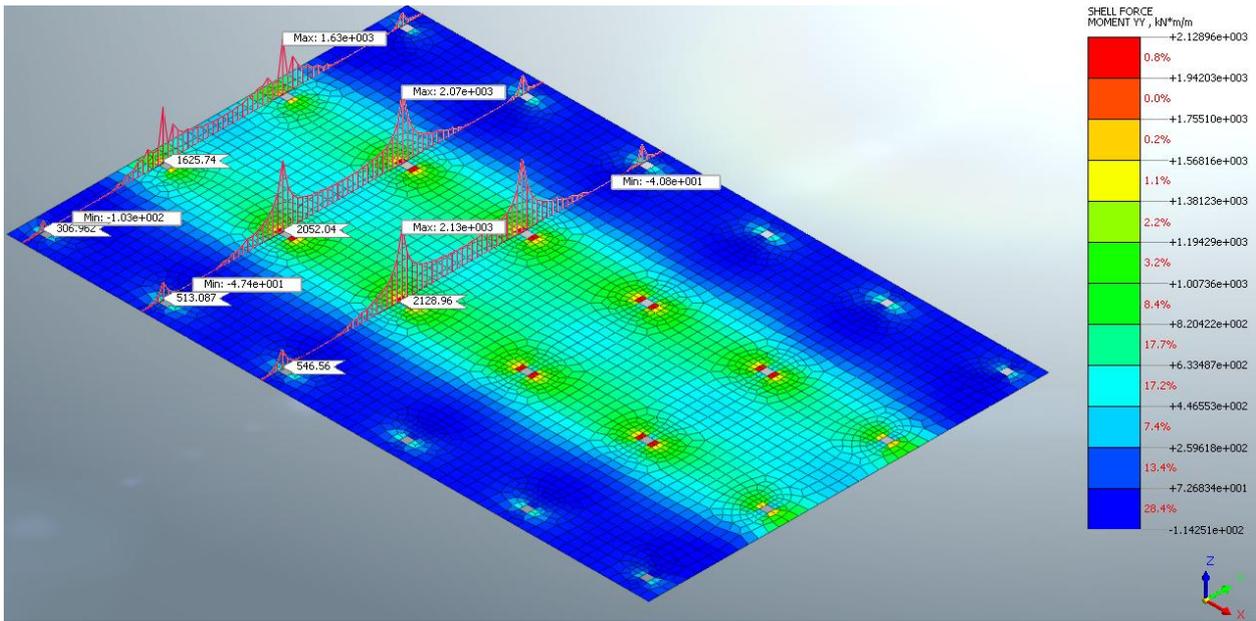


Рисунок 8. Изополя значений изгибающих моментов M_u (кН·м) сплошной фундаментной плиты

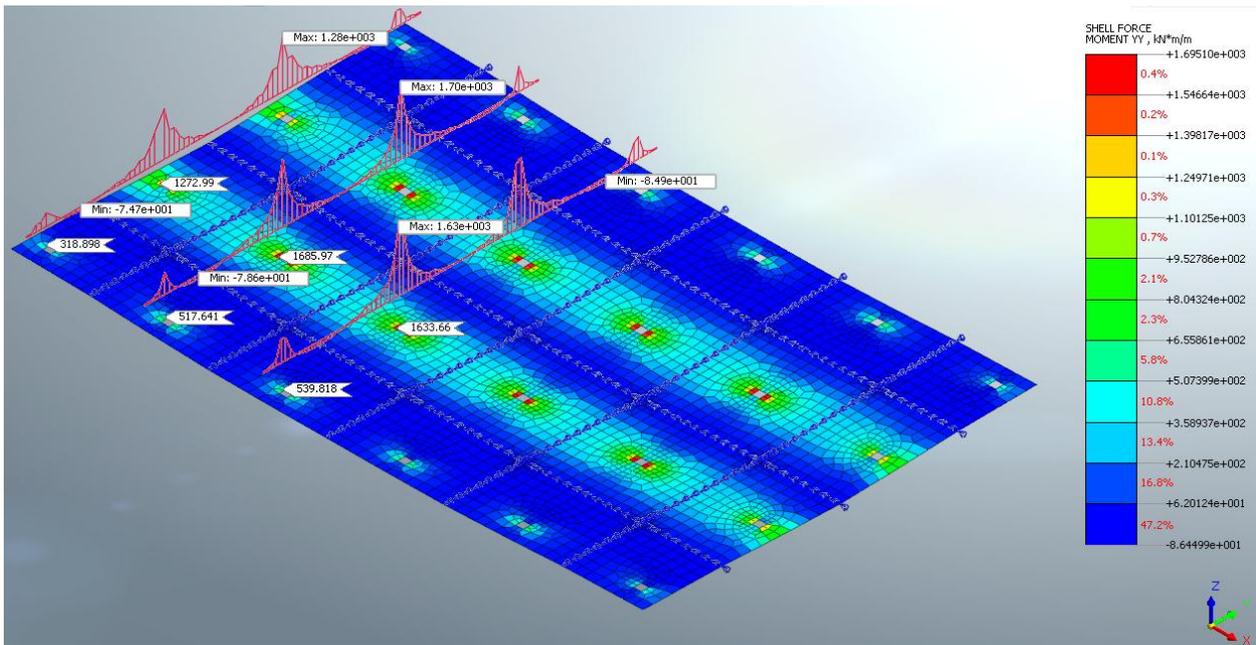


Рисунок 9. Изополя значений изгибающих моментов M_u (кН·м) фундаментной плиты с регулируемыми усилиями

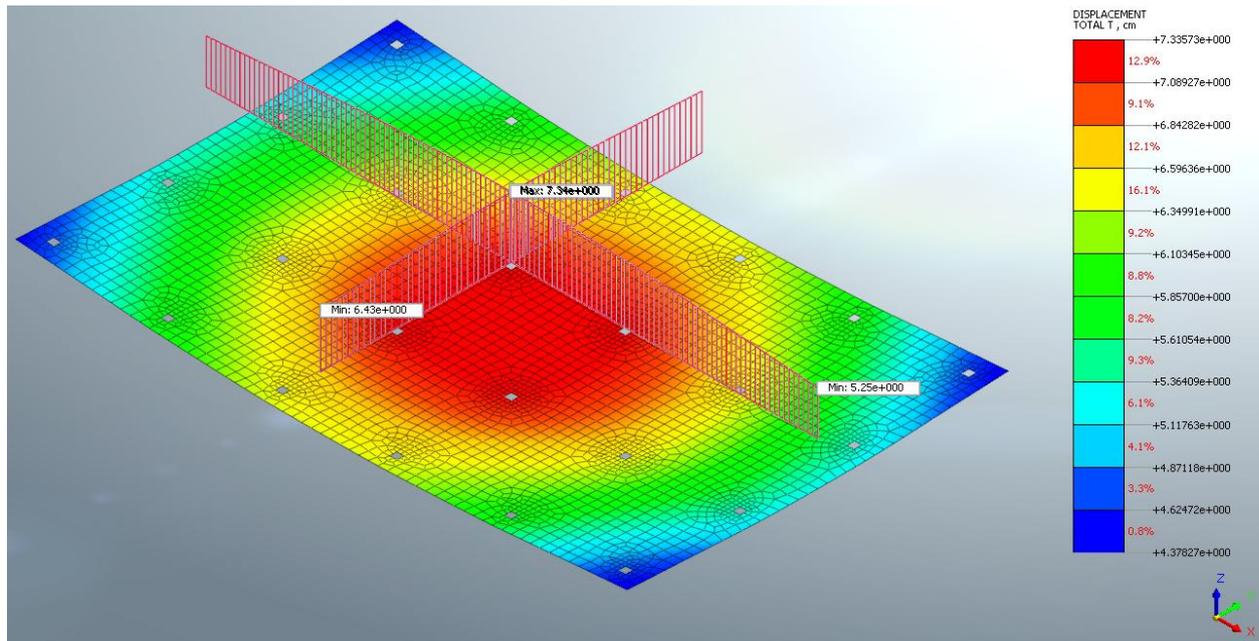


Рисунок 10. Значения осадок (мм) сплошной фундаментной плиты

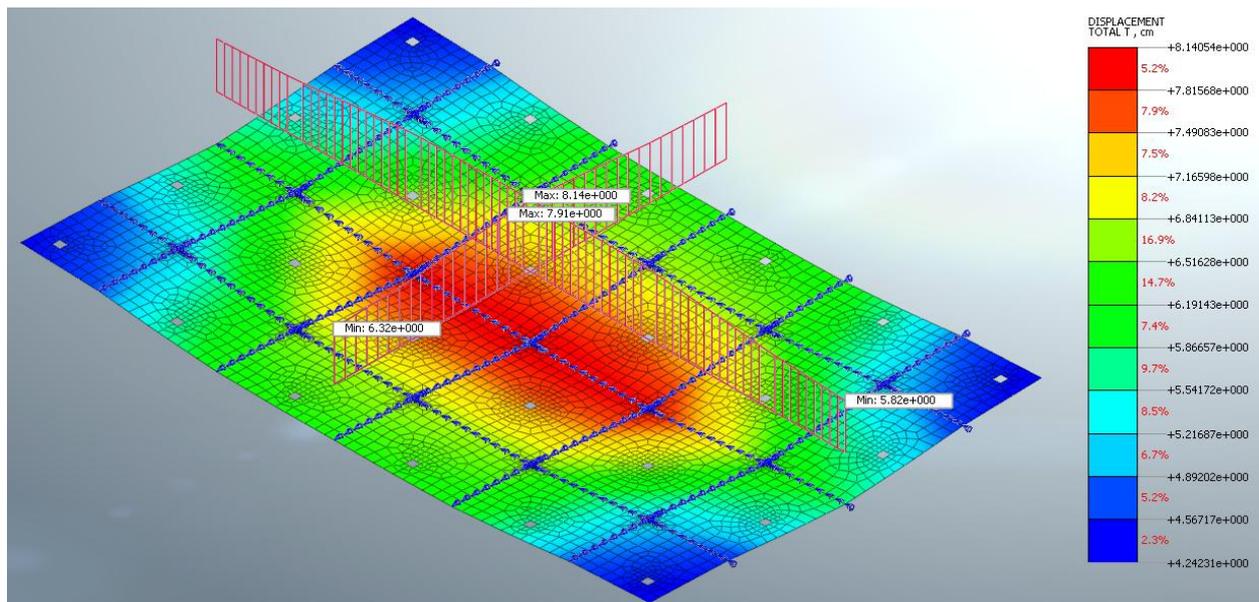


Рисунок 11. Значения осадок (мм) фундаментной плиты с регулируемыми усилиями

Таблица 2. Обобщение результатов расчета по рассмотренным вариантам фундаментов

Сравниваемые параметры	Сплошная фундаментная плита	Фундаментная плита с регулируемыми усилиями
M_x , кН·м (сечение по по оси А)	-183,79÷1511,81	-80,56÷1341,0
M_x , кН·м (сечение по по оси Б)	-107,58÷2026,53	-83,16÷1703,58
M_y , кН·м (сечение по по оси 1)	-103,14÷1626,22	-74,65÷1279,41
M_y , кН·м (сечение по по оси 2)	-47,35÷2068,07	-78,24÷1695,10
M_y , кН·м (сечение по по оси 3)	-40,72÷2128,96	-84,85÷1633,66
M_x , кН·м (в целом по плите)	-196,28÷2037,64	-88,87÷1711,50
M_y , т·м (в целом по плите)	-114,25÷2128,96	-86,45÷1695,10
Q_x , кН (в целом по плите)	-2257,07÷2245,23	-2291,64÷2275,59
Q_y , кН (в целом по плите)	-2161,36÷2176,92	-2262,30÷2294,93
Осадка S , см (в целом по плите)	4,37÷7,34	4,24÷8,14

По данным, содержащимся в таблице 2, построена гистограмма (рис. 12), которая отражает эффективность конструкции фундаментной плиты с регулируемыми усилиями.

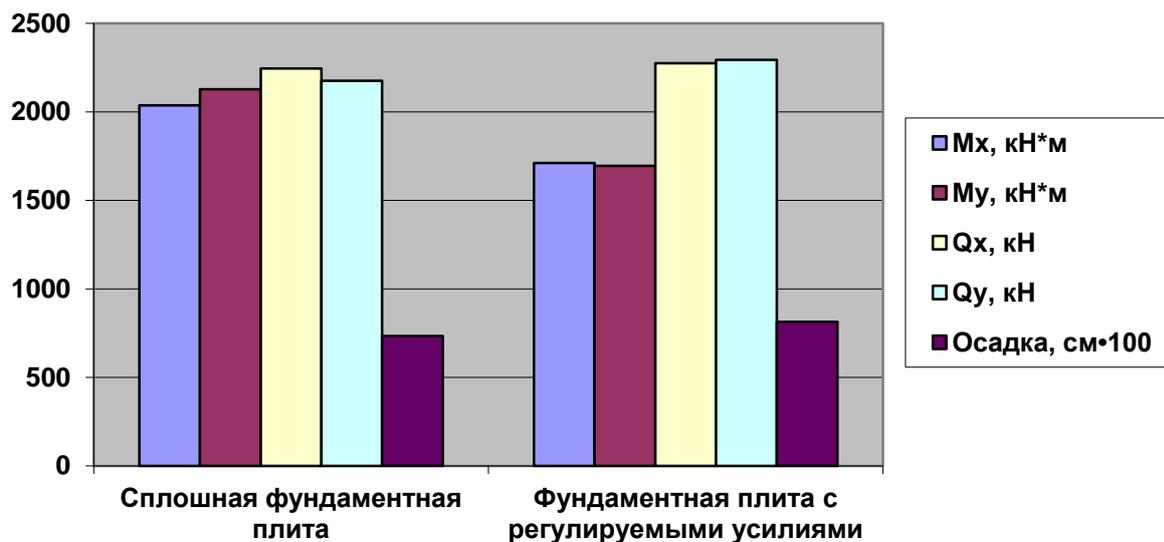


Рисунок 12. Гистограмма сравниваемых максимальных значений параметров M_x , M_y , Q_x , Q_y , S в целом по плите

Выводы

На основе анализа полученных результатов расчетов можно сделать следующие выводы.

1. Благодаря наличию в теле фундамента узлов шарнирного действия удается повсеместно разгрузить сечения фундаментной плиты, а именно:

- снизить изгибающие моменты в сечениях под колоннами в среднем на 18 %;
- практически избавиться от изгибающих моментов в местах установки узлов шарнирного действия.

2. Значения поперечной силы у сравниваемых конструкций фундаментных плит лежат в одном диапазоне.

3. Осадки основания в обоих вариантах расчета не превышают предельно допустимых значений и несущественно отличаются друг от друга.

4. Использование фундаментной плиты с регулируемыми усилиями в системе «основание – фундамент – сооружение» не приводит к существенному перераспределению усилий и перемещений в элементах надземного сооружения по сравнению со сплошной плитой.

5. Предлагаемая конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями ведет к снижению расхода стали на армирование и к достижению положительного экономического эффекта с сохранением всех положительных качеств сплошных плитных фундаментов. По результатам исследований были поданы две заявки на изобретение: «Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями» №2014103231, «Узел шарнирного действия для фундаментной плиты с регулируемыми усилиями» №2014113732.

Литература

1. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.: Стройиздат, 1984. 263 с.
2. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1984. 679 с.
3. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. К.: НИИСК, 1996. 204 с.
4. Городецкий А. С. [и др.] Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. Киев: ФАКТ, 2004. 105 с.
5. Улицкий В.М. Основы совместных расчетов зданий и оснований // Развитие городов и геотехническое строительство. 2006. №10. [Электронный ресурс]. Систем. требования: Adobe Reader. URL: <http://www.georec.spb.ru/journals/10/files/10005.pdf> (дата обращения: 9.02.2015).
6. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Взаимодействие зданий и оснований: Тетрадь №2 // Приложение к журналу «Реконструкция городов и геотехническое строительство». СПб.: Стройиздат, 2002. 48 с.
7. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. Soil-Structure interaction by high-rise buildings in megacities // Proceedings of the Indian Geotechnical Conference IGS, 14–16 December 2006. IIT Madras, Chennai. Vol. 1. Pp. 3–10.
8. Burland J.B., Broms B.B., De Mello V.F.B. Behaviour of foundations and structures // Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1977. Tokyo, Japan. Rotterdam: Balkema, 1977. Vol. 2. Pp. 495–546.
9. Kabantsev O., Perelmuter A. Modeling transition in design model when analyzing specific behaviors of structures // Procedia Engineering. 2013. Vol. 57. Pp. 479–488.
10. Dutta S. C., Roy R. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system // Computers & structures. 2002. Vol. 80. No. 20. Pp. 1579–1594.
11. Соломин В.И., Шматков С.Б. Об учете нелинейных деформаций железобетона и грунта при расчете круглых фундаментных плит // Основания фундаменты и механика грунтов. 1976. №3. С. 36–39.
12. Соломин В.И., Шматков С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. М.: Стройиздат, 1986. 208 с.
13. Solomin V.I., Kopeikin V.S., Shmatkov S.B. Numerical Solution for NonLinear Problems of Relationship between Foundations and Soil Bases // Proceedings of 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen. 2 – 6 April, 1979. Rotterdam: A.A. Balkema, 1979. Vol. 3. Pp. 1033–1039.

14. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Расчет фундаментных плит в пространственной постановке с учетом нелинейных деформаций основания // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. №3. [Электронный ресурс]. Систем. требования: Adobe Reader. URL: <http://www.georec.spb.ru/journals/03/20/20.pdf> (дата обращения: 7.02.2015).
15. Федоровский В. Г., Безволев С. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. №4. С. 10–18.
16. Федоровский В. Г., Безволев С. Г., Дунаева О. М. Методика расчета фундаментных плит на нелинейно-деформируемом во времени основании // Нелинейная механика грунтов: Тр. IV Рос. конф. с иностр. участием. 1993. Т. 1. С. 81-86.
17. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М.: Стройиздат. 1976. 208 с.
18. Bezvoley S. G. Method of Accounting for the Deformability of an Inhomogeneous Elastoplastic Bed in Analyzing Foundation Slabs // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2002. Vol. 39. No. 5. Pp. 162–170.
19. Morgun A.S., Ratushna A.M. Elastic-plastic modeling of a foundation plate geotechnical process // Scientific Works of Vinnytsia National Technical University. 2012. No. 1. Pp. 1–5.
20. Cerioni R., Mingardi L. Nonlinear analysis of reinforced concrete foundation plates // Computers & Structures. 1996. Vol. 61. No. 1. Pp. 87–106.
21. Barth C., Margraf E. Untersuchung verschiedener Bodenmodelle zur Berechnung von Fundamentplatten im Rahmen von FEM-Lösungen // Bautechnik. 2004. Vol. 81. No. 5. Pp. 337–343.
22. Brinkgreve R. B. J. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration / Ed. J.A.Yamamoto, V.N.Kaliakin. American Society of Civil Engineers. 2005. Vol. 128. Pp. 69–98.
23. Эскулов С.Л. Прогноз и регулирование напряженно-деформированного состояния фундаментных плит под реакторные отделения и турбоагрегаты АЭС на стадии строительства // Энергетическое строительство. 1989. №9. С. 49–51.
24. Alenikov S.M., Ikonin S.V. Control of foundation shape and loading parameters of preserve uniform settlement // Communications in numerical methods in engineering. 1996. Vol. 12. Pp. 445–453.
25. Alenikov S.M., Ikonin S.V. Prevention of nonuniform settlement of foundations // Building research journal. 1996. Vol. 44. No. 2. Pp. 69–89.
26. Патент №1216288. СССР. Фундамент зданий и сооружений / А.К. Беляничев, И.А. Бердичевский, С.Н. Клепиков, М.Л. Клоцкий, Д.Б. Цекерман, А.С. Шенкар; заявитель и патентообладатель Киевское отделение Всесоюзного Ордена Ленина и Ордена Октябрьской Революции научно-исследовательского и проектно-изыскательского института «Атомтеплоэлектропроект». №3778436/29-33; заяв. 06.08.84; опуб. 07.03.86, Бюл. №9. 2 с.
27. Патент №1814677. СССР. Сборно-монолитная фундаментная плита / Р.Л. Айвазов. - №5019792/33; заяв. 29.12.91; опуб. 07.05.93, Бюл. №17. 2 с.
28. Патент №1814677. СССР. Фундаментная плита / Р.Л. Айвазов. №5019790/33; заяв. 29.12.91; опуб. 07.02.93, Бюл. №5. 6 с.
29. Патент №987033. СССР. Фундаментная железобетонная плита. / В.А. Таршиш, А.Л. Гордон, В.Э. Ростованов, А.Н. Лавренов, В.В. Марин; заявитель и патентообладатель Управление по проектированию жилищно-гражданского и коммунального строительства «Моспроект-1». №2840936/29-33; за-яв. 19.11.79; опуб. 07.01.83, Бюл. №1. 3 с.
30. Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. М.: Стойиздат, 1986. 303 с.
31. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 / Минрегион России. М., 2013. 154 с.

*Сергей Вячеславович Иконин, г. Воронеж, Россия
Тел. раб.: +7(4732)558328; эл. почта: fornag@inbox.ru*

*Андрей Владимирович Сухотерин, г. Воронеж, Россия
Тел. моб.: +7(952)5529563; эл. почта: asuhoterin@list.ru*

© Иконин С.В., Сухотерин А.В., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.3

Деформационный мониторинг фундаментов зданий методом гидростатического нивелирования

Инженер-исследователь В.В. Епин;

к.т.н., научный сотрудник Р.В. Цветков;

д.ф.-м.н., заведующий лабораторией И.Н. Шардаков,

Институт механики сплошных сред Уральского отделения Российской академии наук

Аннотация. При организации системы деформационного мониторинга здания важно контролировать деформационное состояние его фундаментов. Среди различных методов контроля деформационного состояния фундамента здания можно выделить метод гидростатического нивелирования, обладающий рядом достоинств. В статье показано, что для мониторинга неравномерных осадок фундаментов зданий в непрерывном режиме лучше всего использовать метод гидростатического нивелирования, который в настоящее время недостаточно широко применяется.

В работе рассмотрены факторы, влияющие на погрешность измерения методом гидростатического нивелирования, и даны рекомендации по их минимизации. Показано, что в случае расположения измерительной системы во внутренних помещениях здания можно обеспечить приемлемую точность измерений, достаточную для большинства типовых сооружений. Приведены примеры практической реализации систем мониторинга собственной разработки, основанных на методе гидростатического нивелирования, а также результаты их работы.

Ключевые слова: деформационный мониторинг; фундамент; неравномерная осадка; гидростатическое нивелирование

Причины, вызывающие повреждения и разрушения инженерных конструкций и зданий, могут быть различными: ошибки при проектировании и монтаже, износ, стихийные бедствия, неэксплуатационные нагрузки и воздействия и т.д. Для обеспечения деформационной безопасности зданий и сооружений применяются системы постоянного контроля (мониторинга) деформационного состояния объекта. В зависимости от особенностей исследуемого объекта может производиться контроль различных его элементов или всей конструкции в целом. Методы контроля каждого конкретного объекта определяются на основе математического моделирования и также зависят от степени внешних воздействий на исследуемую конструкцию. Так, например, на мостовых переходах, испытывающих постоянные динамические нагрузки, необходимо обязательно контролировать вибрацию, а в высотном здании – наклон. Для типовых зданий, как правило, важен контроль над фундаментами и несущими элементами конструкции. Изменение уровня грунтовых вод, образование карстовых пустот, суффозия грунтов, подземные выработки под сооружениями – все это может привести к деформации фундамента и самого сооружения, а при определенных условиях и к катастрофическим последствиям.

Существуют различные методы, которые позволяют осуществлять контроль над деформациями зданий и фундаментов [1]. Один из самых известных методов заключается в непосредственном измерении локальных деформаций при помощи соответствующих датчиков. Широкое распространение получили резистивные тензодатчики, струнные датчики и оптоволоконные датчики. Некоторые из таких датчиков деформаций можно размещать непосредственно в элементах фундамента при его изготовлении, что вместе с высокой их чувствительностью позволяет зафиксировать изменения в деформационном состоянии конструкции в месте установки датчика. Деформации в сложной протяженной конструкции неоднородны и зависят от многих факторов, в связи с этим оценка напряженно-деформированного состояния (НДС) всей конструкции на основе данных счетного количества деформационных датчиков затруднена. Однако с помощью таких датчиков можно оценивать изменения напряженного состояния простых конструктивных элементов, таких как балки или венты.

Еще одним перспективным методом является анализ динамических характеристик исследуемой конструкции [2, 3]. Регистрация динамических процессов происходит одновременно в нескольких точках, за счет чего можно оценивать не только частоту, но и форму колебаний. Существует два подхода, связанных со способом возбуждения колебаний конструкции: колебания,

Епин В.В., Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Деформационный мониторинг фундаментов зданий методом гидростатического нивелирования

возникающие под действием естественных нагрузок, таких как ветровая нагрузка, микросейсмика и т. д., и колебания, возникающие под действием специальных внешних воздействий. Появление дефектов в конструкции изменяет ее частотные, фазовые характеристики, что можно зафиксировать в эксперименте. Широко данный метод применяется, например, в мониторинге мостов (которые можно промоделировать в балочном приближении), когда определяются и отслеживаются эволюции собственных частот и форм колебаний, а также декрементов затуханий.

В общем случае, когда конструкция представляет собой достаточно сложную структуру, выявить место и степень повреждения по результатам динамического эксперимента становится сложнее. Возможны различные сценарии, вызывающие изменения в отклике конструкции, и не все они могут быть обусловлены появлением повреждений. Также вызывает затруднение и определение критического порога изменения динамических характеристик, вызванного разрушением объекта. Тем не менее, данный метод активно развивается и с увеличением вычислительных мощностей позволяет решать все более сложные задачи.

При мониторинге конструкций важно контролировать геометрические параметры объекта, такие как абсолютные координаты определенных частей объекта или вертикальные и горизонтальные перемещения одних частей относительно других. Эти измеряемые величины можно использовать в качестве граничных условий по перемещениям при решении прямых задач механики деформируемого твердого тела.

Измерение абсолютных координат с помощью технологий спутникового позиционирования GPS [4] и ГЛОНАСС возможно с сантиметровой точностью при специальных дифференциальных режимах работы. Эти особенности предопределили класс задач, в которых используются данные системы: крупные природные объекты, плотины, небоскребы и мосты. Сегодня использовать системы спутникового позиционирования для деформационного мониторинга типовых конструкций нецелесообразно, однако, возможно, в будущем многие здания будут оснащаться более совершенными спутниковыми системами.

Для измерения перемещений применяют лазерные сканирующие радары [5, 6], которые измеряют расстояние от места его установки до отдельных частей объекта или установленных на нем отражателей. Данный метод позволяет достичь субмиллиметровой точности, которая зависит от расстояния до объекта, и применяется стационарно на объектах с прямой видимостью, таких, например, как дамбы и плотины.

Кроме того, при мониторинге применяются геодезические методы [7], которые позволяют производить измерения высоты при помощи оптических нивелиров и теодолитов, а также при наличии привязки к размеру (установленная шкала) определять расстояние до объекта. Более современные геодезические приборы, такие как тахеометры, позволяют, помимо углов, производить измерения расстояний. Использование таких приборов возможно для ручных мониторинговых измерений и затруднительно при автоматизированном мониторинге типовых зданий.

Метод гидростатического нивелирования

Для измерения вертикальных перемещений объекта можно использовать метод гидростатического нивелирования. На основе закона Паскаля уровни столбов жидкости в местах измерения будут определять поверхность равного уровня относительно земной поверхности. Отклонения по высоте от этой поверхности будут определять поднятие или оседание отдельных частей фундаментов здания. Основные принципы построения измерительных систем на основе метода гидростатического нивелирования изложены в середине XX века в работе П. Пелисье [8]. Данный метод нередко применяется и в геотехнических приложениях [9, 10].

При определенных условиях метод позволяет достичь точности 10 мкм, необходимой, например, при контроле осадок ускорителей заряженных частиц [11, 12] или при позиционировании телескопов [13]. Отечественные разработки автоматизированных систем гидростатического нивелирования приводятся в работах [14, 15]. В настоящее время создаются датчики для измерения уровня жидкости, основанные на современных достижениях науки, например на основе решетки Брэгга [16].

Преимуществом данного метода измерений вертикальных перемещений перед другими заключается в отсутствии необходимости прямой видимости между отдельными частями системы. Однако из-за ряда причин он не находит широкого применения в автоматизированных системах мониторинга зданий и сооружений. В качестве недостатков этого метода обычно указываются

сложность монтажа системы датчиков, высокая цена [1] и недостаточная чувствительность при использовании ограниченного количества датчиков. Рассмотрим недостатки подробнее. Сложность монтажа обусловлена прокладкой системы трубок или шлангов на исследуемой конструкции. Причем датчики гидроуровня должны располагаться в одной плоскости, как и соединяющие их трубки. Не на всех сооружениях есть помещения, расположенные на одном уровне по всей его площади (например, подвалы) или последовательно расположенные рядом друг с другом на разном уровне. При отсутствии таких помещений монтаж системы затруднен и возможен, например, снаружи здания, где система будет подвергаться воздействию окружающей среды.

В работе [1] в ходе численных экспериментов показано, что образование зоны разуплотнения грунта диаметром 5 м непосредственно под бетонной плитой толщиной 0.5 м приводит к дополнительным осадкам плиты в радиусе 10–12 м. В статье утверждается, что вследствие дискретности геодезических измерений (это относится и к методу гидростатического нивелирования) этот метод будет обладать невысокой чувствительностью к появлению дефектов. В реальных ситуациях дополнительные осадки фундамента могут происходить не только из-за разуплотнения грунта непосредственно под фундаментом. Так, в работе [17] численными экспериментами показано, что появление карста на глубине 30 м вызывает дополнительные осадки на поверхности в диаметре 50–70 м. Опираясь на результаты расчетов, в данной работе предлагается производить измерения осадок фундамента с шагом 10 м. Некоторое увеличение дискретности установки датчиков даст возможность контролировать деформации фундамента и в случае [1].

Погрешность системы гидростатического нивелирования зависит от способа монтажа и его качества, что накладывает определенные требования на монтаж системы и квалификацию персонала.

Выделим основные погрешности метода гидростатического нивелирования [8]:

- 1) погрешность от неоднородности плотности жидкости в различных частях системы, вызванной, например, различной температурой;
- 2) погрешность от различного давления газа над поверхностью жидкости в разных сосудах измерительных блоков;
- 3) погрешность от наличия в жидкости пузырьков воздуха;
- 4) погрешность от явлений поверхностного натяжения;
- 5) погрешность от колебания жидкости;
- 6) погрешность измерительной системы (индивидуальна в каждом случае).

Погрешность п. 1 можно минимизировать за счет уменьшения столбов жидкости и правильного выбора жидкости, которая должна иметь стабильные физические свойства по всей своей длине. Использование насосов для перемешивания жидкости также уменьшит погрешность, но при этом усложнит систему. Однако в некоторых случаях это оправдано для получения необходимой точности.

Например, при разности давлений воздуха в 10 Па над датчиками погрешность п. 2 составит 1 мм водного столба (при использовании воды в гидронивелире). Подобная разность в атмосферном давлении возможна между помещениями, если используются приборы для конвекции воздуха (вентиляция). Эту погрешность можно минимизировать за счет выравнивания атмосферного давления путем объединения всех датчиков воздушными трубками.

Пузырьки воздуха в трубке с жидкостью гидронивелира оказывают существенное влияние на точность измерения, особенно если перекрывают трубку полностью. В этом случае погрешность может оказаться сопоставима с размером пузыря. Необходимо осуществлять проверку на отсутствие пузырей при установке системы мониторинга. Также нужно учитывать, что вода содержит растворенный воздух, который при колебаниях температуры может выделяться и скапливаться. Полное перекрытие воздушным пузырем более критично в соединительной трубке небольшого диаметра из-за капиллярных эффектов.

Поверхностное натяжение может приводить к образованию менисков, что также влияет на погрешность. Уменьшить влияние капиллярных эффектов можно за счет увеличения диаметра измерительной части. Необходимо отметить, что при идентичности всех датчиков оказывать влияние будут не величины поверхностного натяжения, а их разность в отдельных датчиках, вызванная, например, температурными колебаниями. Также на значение коэффициента поверхностного натяжения оказывает значительное влияние наличие поверхностно-активных

веществ (ПАВ). Важно обеспечить одинаковые условия по концентрации ПАВ во всех местах установки датчиков или, например, их отсутствие.

Колебания жидкости в гидронивелире могут быть вызваны различными внешними воздействиями, например, от проходящего транспорта. Можно выделить колебания с высокой частотой и малой амплитудой (вибрации), заметные только при высокоточных измерениях, и колебания с низкой частотой, связанные с перетеканием жидкости по гидронивелиру. Периоды этих колебаний зависят от конфигурации гидронивелира, и таких частот может быть несколько (рис. 1). Для повышения точности нужно усреднять измеряемые значения хотя бы за 1 период колебаний, поскольку процессы, связанные с осадкой зданий, протекают, как правило, медленнее.

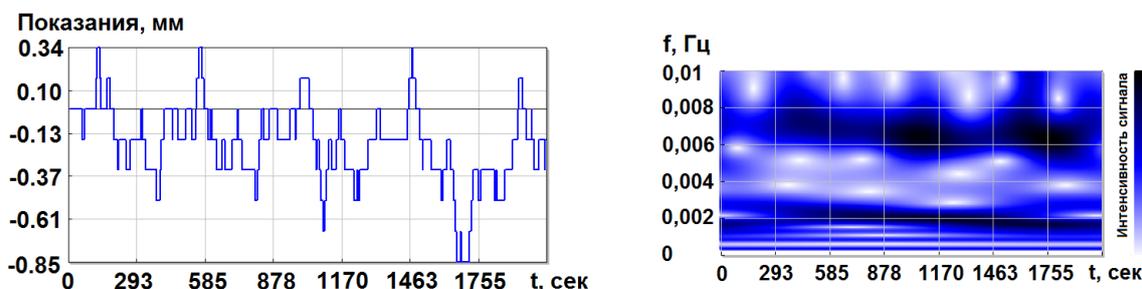


Рисунок 1. Колебания жидкости в нивелире

Указанные погрешности имеют место для всех измерительных систем на основе метода гидростатического нивелирования. Кроме отмеченных аппаратурных погрешностей, необходимо учитывать измерительную погрешность. Существует несколько методов измерения уровня жидкости:

- при помощи датчиков давления, помещенных в жидкость;
- при помощи датчиков силы, измеряющих вес тела, погруженного частично в жидкость;
- при помощи датчика перемещения, определяющего расстояние от датчика до жидкости или поплавка;
- визуально при помощи камеры.

Погрешность измерительной системы индивидуальна и зависит от ряда факторов. Для всех датчиков существует диапазон измерений, и погрешность измерения так или иначе будет связана с диапазоном. Как правило, более точные датчики имеют меньший измерительный диапазон. Диапазон подбирается для каждого конкретного случая и зависит от ожидаемого уровня осадок конструкции. Хорошим значением считается погрешность (с учетом температурной погрешности) 0.05–0.10 % от диапазона. Выбирая датчик, важно понимать, что общая погрешность измерительной системы определяется всеми указанными выше факторами. Поэтому не имеет смысла использовать высокоточный датчик с точностью в несколько микрон, если влияние других факторов не устранено, например, влияние изменения плотности жидкости вследствие колебания температуры.

Приведем конкретный пример по влиянию температуры на плотность жидкости и определим вызванное этим фактором различие в перепаде столбов жидкости [18]. При высоте столба жидкости в 25 см и 10-градусном перепаде температур (от 10 до 20 °С), согласно формуле Паскаля, искажение высот столбов жидкости составляет для воды дистиллированной 0.35 мм, для этанола – 3.4 мм, для изопропилбензола – 2.4 мм, для бензола – 2.7 мм, ацетона – 3.6 мм, метанола – 3.7 мм, глицерина (50 %) – 1.1 мм. Также следует отметить, что для воды при перепаде температур 20–30 °С перепад высот составит уже 0.65 мм. Для обеспечения точности не больше 1 мм (без компенсации) необходимо использовать в гидронивелире жидкость, плотность которой незначительно зависит от температуры. Спирты, растворители, а также их растворы имеют неудовлетворительные характеристики по зависимости плотности от температуры. Кроме того, к дополнительной погрешности может приводить изменение плотности спиртового раствора со временем, вызванное поглощением воды из окружающей среды и испарением спирта. Чтобы добиться приемлемых значений, необходимо перемешивать жидкость или компенсировать влияние разной плотности. Можно измерять температуру жидкости в нивелире и использовать программную температурную компенсацию, что уменьшит погрешность, но дискретное измерение температуры не позволит компенсировать ее влияние полностью. Некоторые авторы предлагают использовать для компенсации температуры три жидкости и соответствующий измерительный модуль [19], также предлагают производить измерение давления на 2 уровнях [20]. В работе [21]

Епин В.В., Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Деформационный мониторинг фундаментов зданий методом гидростатического нивелирования

показывается, что в гидростатических приборах с перераспределением объемов жидкостей остаются проблемы с температурной зависимостью объема сосудов и соединительных шлангов, что нередко превосходит компенсируемые значения. Так или иначе, использование сложных компенсационных схем оправдано только в определенных случаях.

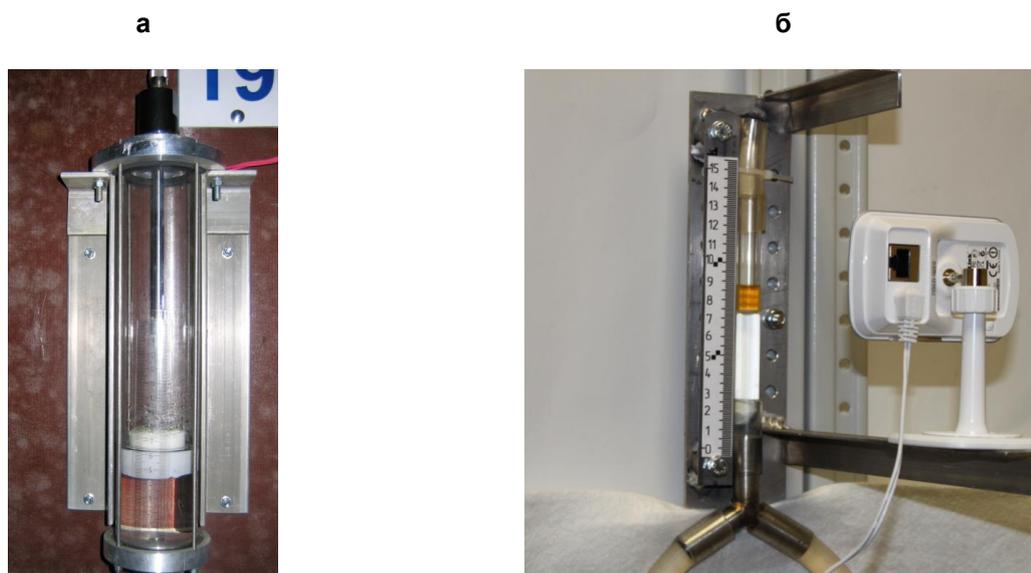
Для организации технически простой системы гидростатического нивелирования в качестве жидкости необходимо использовать дистиллированную воду или растворы глицерина. В случае применения дистиллированной воды необходимо будет поддерживать положительные температуры по всей длине гидронивелира, чтобы предотвратить замерзание носителя. Обеспечение перепада высот столбов жидкости гидронивелира в 20 см при реальном монтаже системы мониторинга достижимо, при этом измерительная часть составляет не более 10 см. В таком случае погрешность составит порядка 0.5 мм. Для достижения более высоких точностей потребуются или более сложный монтаж с меньшим перепадом высот и, соответственно, с меньшим диапазоном измерения, или специальные средства для выравнивания плотностей жидкостей. Метод гидростатического нивелирования считается сложным и дорогим, а также недостаточно точным при простой реализации, поэтому он не применяется при мониторинге типовых зданий.

Рассмотрим пример влияния изменения величины неравномерной осадки на значение погрешности, например, 1 мм на базе 10 м. Наклон и относительная разность осадок для этого случая составит $1E-04$. Согласно [22] предельный крен основания для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из кирпича составляет 0.005, а предельная относительная разность осадок составляет 0.002. На базе 10 м разность осадок составит 50 мм и 20 мм соответственно. Для контроля этих величин будет вполне достаточно измерения разности осадок с точностью в 1 мм. Следует отметить, что при чистом изгибе на 1 мм балки длиной 10 м и толщиной 0.6 м максимальная деформация составит порядка $1E-05$, напряжения – порядка 0.3 МПа, что меньше предельного значения сопротивлению бетона на растяжение (1 МПа).

Все вышесказанное позволяет сделать вывод, что для типовых гражданских зданий можно применять системы гидростатического нивелирования и без использования специальных средств для выравнивания температур/плотностей жидкостей (при условии использования воды в качестве носителя). Это обеспечит удовлетворительную точность измерений (0.5–1 мм) при относительно несложной технической реализации.

Результатом работы системы мониторинга являются величины неравномерных осадок сооружения, которые можно использовать для расчета нормативных величин [22], а также в качестве данных при моделировании механического состояния объекта исследования.

Рассмотрим варианты разработанных систем мониторинга неравномерных осадок сооружений, основанных на методе гидростатического нивелирования.



**Рисунок 2. Внешний вид датчика системы гидростатического нивелирования:
а) поплавковый датчик, б) датчик с ip-камерой**

1. Система гидростатического нивелирования с использованием поплавковых датчиков

Вариант автоматизированной системы мониторинга был апробирован на здании, расположенном на закарстованной территории. В составе этой системы были использованы различные датчики, в том числе, сенсоры, измеряющие неравномерные осадки фундамента. Принцип их действия основан на измерении расстояния от жестко закрепленной базы до поплавка [23]. Для этих целей был использован датчик перемещения Micro-Epsilon LVP-100 с закрепленным поплавком. Этот датчик перемещения обеспечивал измерения в диапазоне 100 мм с погрешностью 0.2 мм, что позволяло измерять неравномерную осадку сооружения в несколько сантиметров.

Измеренные данные сохранялись в базе данных на сервере. В процессе наблюдений были зафиксированы неравномерные осадки сооружения, которые представлены на рисунке 3. Фиксируемые скорости осаживающихся частей здания совпадали со скоростями, измеренными другими методами.

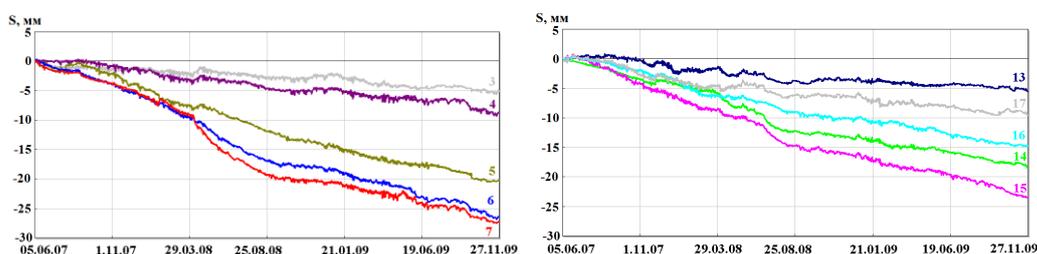


Рисунок 3. Эволюции осадок датчиков системы гидростатического нивелирования

Данные по неравномерным осадкам использовались для оценки изменения НДС всей конструкции здания с помощью программного комплекса ANSYS. Результат этого моделирования в виде тоновых изображений был также доступен на web-странице. Система мониторинга проработала 2.5 года, показав свою надежность и состоятельность. Однако в процессе монтажа и работы системы были замечены следующие недостатки:

- большие габариты измерительного модуля по высоте, вследствие особенностей датчика перемещения с выдвижным штоком и поплавком (см. рисунок 2а); это накладывало ограничения и создавало дополнительные проблемы при монтаже системы;
- дополнительная погрешность, связанная с движением штока в теле датчика;
- высокая цена системы мониторинга вследствие применения импортных датчиков перемещения и конструктива системы;
- проблемы с массовым тиражированием из-за уникальности использованного оборудования.

2. Система гидростатического нивелирования с использованием ip-камер

С учетом недостатков рассмотренной выше системы была разработана более простая, недорогая и ремонтпригодная система мониторинга неравномерных осадок сооружения. Эта система была установлена на сборно-монолитном сооружении. Для фиксации вертикальных смещений уровня жидкости в измерительном модуле были использованы ip-камеры [24]. Это существенно снижает цену системы мониторинга, поскольку в ее составе используются стандартные сетевые компоненты, а не специализированное оборудование. Использование ip-камер обеспечивает визуальный контроль за процессом измерений.

Датчик системы гидронивелирования представляет собой кронштейн, на котором закреплена миллиметровая шкала, прозрачную (стеклянную) трубку с жидкостью и ip-камеру (см. рисунок 2б). IP-камера позволяет получить цифровое изображение трубки с жидкостью и шкалы и передать это цифровое изображение по сети на сервер для последующей обработки. Положение столба жидкости определяется по изображению с разрешением в 1 пиксель. Погрешность измерительной части будет определяться разрешением и углом обзора камеры. Можно уменьшить погрешность за счет сужения угла обзора и измерения вблизи центра изображения. В работе [19] показано, что измерение уровня жидкости возможно с погрешностью 0.5 мм в диапазоне 50 мм.

Епин В.В., Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Деформационный мониторинг фундаментов зданий методом гидростатического нивелирования

Позже данный вариант системы мониторинга был растиражирован на ряд зданий, расположенных в зоне оседания земной поверхности, связанной с подземными выработками. Результаты работы системы мониторинга представлены на web-странице в виде таблиц, графиков и схем. На рисунке 4 приведены графики осадок с датчиков одного из зданий, испытывающих неравномерные осадки. Как видно из графиков, система гидростатического нивелирования обеспечивает длительные измерения осадок с миллиметровой точностью, оценивает скорость оседающих частей здания относительно других и на основе этих данных может прогнозировать дальнейший характер деформационных процессов.

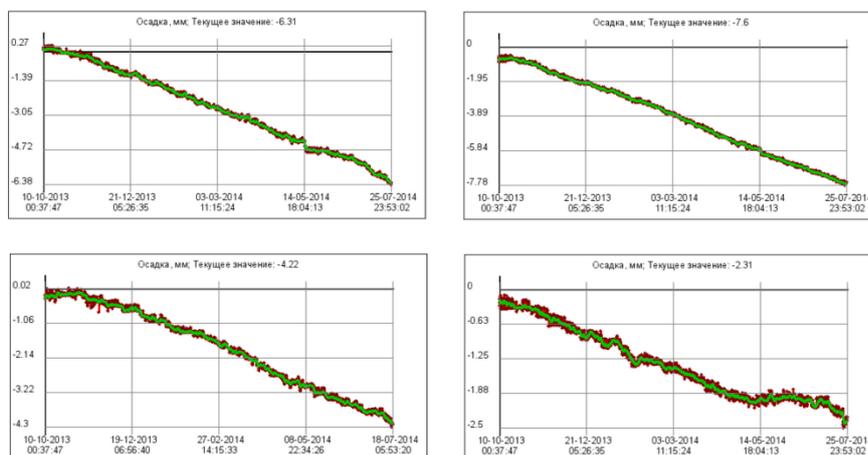


Рисунок 4. Показания датчиков системы гидростатического нивелирования

Заключение

Метод гидростатического нивелирования сохраняет свою актуальность среди всех доступных способов контроля за деформационным состоянием фундаментов. На его основе возможно создавать надежные, относительно недорогие автоматизированные системы мониторинга, которые смогут обеспечить приемлемую точность измерений, достаточную для большинства типовых сооружений. На примерах показан опыт построения и эксплуатации систем мониторинга на реальных сооружениях.

Исследование выполнено за счет гранта Российского Научного Фонда (проект № 14-29-00172).

Литература

1. Кухта А.В., Галушко А.М. Сравнительный анализ методов мониторинга состояния системы фундамент – основание // Вестник МГСУ. 2011. №8. С. 95–103.
2. Антоновская Г.Н., Шахова Е.В. Способ обследования конструктивной целостности инженерных сооружений // Успехи современного естествознания. 2005. №1. С. 21–22.
3. Нигметов Г.М., Ларионов В.И. Исследования прочностных характеристик конструкций вибродиагностическим анализом // Технологии гражданской безопасности. 2004. №2. С. 90–91.
4. Nickitopoulou A., Protopsalti R., Stiros S. Monitoring dynamic and quasi-static deformation of large flexible engineering structures with GPS: Accuracy, limitations and promises // Engineering Structures. 2006. Vol. 28. Pp.1471–1482.
5. Gordon G., Lichti D., Chandler I., Stewart M. P., Franke J. Precision measurement of structural deformation using terrestrial laser scanners // Proceedings of Optical 3D Measurement Techniques. Zurich, 2009. Pp. 322–329.
6. Monserrat O., Crosetto M. Deformation measurement using terrestrial laser scanning data and least squares 3-D surface matching // Journal of Photogrammetry and Remote Sensing. 2008. Vol.63(1). Pp. 142–154.

Епин В.В., Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Деформационный мониторинг фундаментов зданий методом гидростатического нивелирования

7. Брайт П.И., Медвецкий Е.Н. Измерение осадок и деформаций сооружений геодезическими методами. М.: Изд-во геодезической литературы, 1959. 199 с.
8. Pellissier P.F. Hydrostatic Leveling Systems // IEEE Transactions. 1965. Vol. 12. Issue 3. Pp. 19–20.
9. Yin Z.Z. Application of Hydrostatic Leveling System in Metro Monitoring for Construction Deep Excavation above Shield Tunnel // Applied Mechanics and Materials. 2013. Vol. 333-335. Pp. 1509–1513.
10. Jacob T., Chery J., Boudin F., Bayer R. Monitoring deformation from hydrologic processes in a karst aquifer using long-baseline tiltmeters // Water Resources Research. 2010. Vol. 46. Issue 9. 18 p.
11. Meier E., Geiger A., Ingensand H., Licht H., Limpach P., Steiger A., Zwysig R. Hydrostatic Levelling System: measuring at the system limits // Journal of Applied Geodesy. 2010. Vol. 4. Issue 2. Pp. 91–102.
12. Morishita T., Ikegami M. The slow-ground-motion monitoring based on the hydrostatic leveling system in J-PARC linac // Nuclear Instruments and Methods in Physics Research, Section A: Accelerators, Spectrometers, Detectors and Associated Equipment. 2009. Vol. 602. Issue 2. Pp. 364–371.
13. Parker D.H., Radcliff B., Shelton, J.W. Advances in hydrostatic leveling with the NPH6, and suggestions for further enhancements // Precision Engineering. 2005. Vol. 29. Issue 3. Pp. 367–374.
14. Криворучко В.Т. Разработка пространственной автоматизированной системы гидростатического нивелирования: Дисс..... канд. тех. наук. Киев, 1983. 160 с.
15. Манукин А.Б., Казанцева О.С., Бехтерев С.В., Матюнин В.П., Калинин И.И. Длиннобазисный гидростатический нивелир // Сейсмические приборы. 2013. Т.49. №4. С. 26–34.
16. Sengupta D., Kishore P. Continuous liquid level monitoring system using fiber Bragg grating // Optical Engineering. 2014. Vol. 53(1). 8 p. doi:10.1117/1.OE.53.1.017102.
17. Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Моделирование деформационных процессов в системе «грунтово-основание-фундамент-здание» при наличии карстовых явлений // Вычислительная механика сплошных сред. 2010. №3(3). С. 102–116.
18. Мищенко К.П., Равдель А.А. Краткий справочник физико-химических величин Л.: Химия, 1974. 200 с.
19. Таймазов Д.Г. Трехжидкостный гидростатический нивелир // Труды Института геологии Дагестанского научного центра РАН. 2002. №48. С. 191–193.
20. Шелепов В.В. Измерение уровня и плотности жидкости посредством датчиков давления // Известия Челябинского научного центра. 2007. №4(38). С. 45–48.
21. Жуков Б.Н. Влияние температурных факторов на точность измерений превышений гидростатическими приборами и системами // Вестник Сибирской государственной геодезической академии. 1999. №4. С. 42–47.
22. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83. М.: ЦИТП, 1995. 64 с.
23. Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Автоматизированная система измерения неравномерности осадок сооружения // Вестник ВолгГАСУ. Строительство и архитектура. 2008. №10(29). С. 128–134.
24. Цветков Р.В., Шардаков И.Н., Шестаков А.П. Система мониторинга неравномерности осадок сооружений с использованием ip-камер // Вестник ВолгГАСУ. Строительство и архитектура. 2013. №30(49). С. 95–100.

*Валерий Валерьевич Епин, г. Пермь, Россия
Тел. раб.: +7(342)2378330; эл. почта: yerinv@gmail.com*

*Роман Валерьевич Цветков, г. Пермь, Россия
Тел. раб.: +73422378330; эл. почта: flower@icmm.ru*

*Игорь Николаевич Шардаков, г. Пермь, Россия
Тел. раб.: +7(342)2378318; эл. почта: shardakov@icmm.ru*

© Епин В.В., Цветков Р.В., Шардаков И.Н., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.4

Метод промораживания грунта естественным холодом для защиты котлована от грунтовых вод

*К.т.н., начальник мерзлотной станции С.А. Гулый,
Северо-Восточная научно-исследовательская мерзлотная станция
Института мерзлотоведения им. П.И. Мельникова СО РАН*

Аннотация. Строительство в условиях, когда отметка дна котлована находится ниже отметки уровня подземных вод, требует проведения специальных работ по водопонижению. Как правило, они обходятся крайне дорого. Чтобы снизить стоимость работ по водопонижению на территориях со стабильно низкими температурами воздуха, предлагается разработку котлована вести в зимнее время. По аналогии с гидротехническими сооружениями, возводимыми на Крайнем Севере, промораживание грунта естественным холодом позволит создать водонепроницаемый ледогрунтовый экран, который предотвратит подтопление котлована.

В статье изложена последовательность работ при промораживании грунта и методика, предназначенная для прогнозирования термического состояния грунтового противофильтрационного элемента при сезонном строительстве в г. Магадане. Расчетами обоснованы условия, при которых возможно появление наледи в котловане при создании ледогрунтового экрана, предложен простой метод борьбы с наледью с помощью снега.

Результаты работы могут быть использованы при строительстве в районах с экстремальными климатическими условиями.

Ключевые слова: котлован; грунтовые воды; ледопородный экран; промерзание; снежный покров; наледь

Введение

Город Магадан расположен на территории островного распространения вечномерзлых грунтов, где талые грунты чередуются с мерзлыми с температурой $-0,1...-0,3$ °С. Используется второй принцип строительства на вечномерзлых грунтах. Он допускает возможность оттаивания мерзлых грунтов в процессе строительства и эксплуатации. Основной вид фундамента, используемый в Магадане, – свайный [1, 2]. Использование свайных фундаментов связано с тем, что глубина залегания мерзлых пород небольшая – до 20 м, в основном она составляет 10–15 м. Поэтому сваи могут прорезать мерзлые грунты, которые при оттаивании дают сверхнормативные осадки, и опираться на надежные талые грунты [3]. В период начального освоения города, в 1930–1950-х гг., когда свайные фундаменты еще не применялись, глубина заложения фундаментов первых 4-этажных зданий из-за необходимости прохождения просадочных мерзлых грунтов была сопоставима с высотой здания и составляла 9–12 м.

Проблем с возведением фундаментов на участках, где распространены талые грунты, в Магадане никогда не возникало. В этом случае применялись столбчатые и ленточные фундаменты.

При необходимости строительства зданий и сооружений в талых водонасыщенных аллювиальных галечниковых отложениях р. Магаданки использовались свайные фундаменты. Если здание проектировалось с подвалом, то отметку дна котлована подбирали на такой глубине, чтобы она заведомо была выше уровня грунтовых вод. При этом работы нулевого цикла старались начать в зимнее время и закончить к весне при минимальном уровне грунтовых вод.

В 2014 г. на территории города возникла необходимость возведения торгово-развлекательного центра «Мегамаг». Особенность этого объекта в том, что он расположен непосредственно около р. Магаданки и имеет большие размеры в плане (80х100 м). При глубине заложения фундамента 5,75 м отметка дна котлована 28,2 находится ниже отметки максимального уровня подземных вод 31,5.

Исходя из этого было принято решение разработать систему, которая обеспечит недопущение попадания грунтовых вод в котлован. Перед разработкой проекта водопонижения на месте предполагаемого строительства были проведены гидрогеологические исследования с пробными кустовыми откачками.

Так как в окончательном варианте работы по возведению фундамента намечалось провести в течение летнего периода, то было принято решение запроектировать систему водопонижения в

Гулый С.А. Метод промораживания грунта естественным холодом для защиты котлована от грунтовых вод

котловане с помощью водопонизительных скважин. Затраты на ее проектирование и сооружение составили 12 миллионов рублей. Испытание водопонизительной системы выполнялось после прохождения катастрофического паводка, вызвавшего наводнение на прибрежной территории Охотского моря в районе Магадана в июле 2014 г. В этот момент котлован, ранее откопанный до отметки естественного уровня грунтовых вод (29,5), был затоплен до отметки 32,0. Запуск водопонизительной системы позволил не только полностью осушить котлован, но и провести его разработку на требуемую по проекту глубину.

Закончить работы по устройству фундаментов к началу зимы не удалось. С наступлением отрицательных температур воздуха насосное оборудование и коммуникации водопонизительной системы были утеплены и продолжали работать. Однако в связи с тем, что система не была запроектирована для зимних условий работы, оборудование начало периодически выходить из строя. В связи с этим возник вопрос: произойдет ли в зимнее время затопление котлована (полностью или частично), если система водопонизительных скважин выйдет из строя, а если это произойдет – можно ли будет уберечь котлован от затопления и каким образом это сделать?

Обзор литературы и постановка проблемы

Известно, что лед и мерзлый грунт непроницаемы для воды. В конце XIX – начале XX века это свойство широко использовалось в строительстве, энергетике и горном деле для создания естественным или искусственным способом водозащитных перемычек изо льда и мерзлого грунта [4, 5]. В связи с совершенствованием холодильной техники при замораживании грунтов для сооружения фундаментов и сохранения зданий от разрушений, строительстве канализационных сооружений, тоннелей и вестибюлей метро, гидротехнических сооружений, при археологических раскопках и др. предпочтение стало отдаваться искусственному способу замораживания. Теоретические исследования и результаты практического использования метода по искусственному замораживанию грунтов в СССР в 1950–1970-х гг. приводятся в работах Н.Г. Трупака [6, 7, 8]. Не утрачен интерес к этому способу и в настоящее время. Современный опыт применения замораживания для обеспечения надежности и водонепроницаемости грунтов при строительстве платформы и тоннелей эскалаторов на станции метро в Неаполе описан в работе [9]. Представляют интерес исследования по искусственному замораживанию грунтов в Шанхае при строительстве тоннелей, выполненные в 2008 г. на основе трехмерного моделирования [10], а также обеспечение устойчивости грунтов при их замораживании с использованием тепловых насосов [11, 12].

Не утратил своей актуальности и способ, основанный на применении естественного холода. При этом одна часть специалистов использует его для сохранения статической устойчивости сооружений [13, 14], другая – с помощью естественного замораживания грунта в условиях криолитозоны обеспечивает фильтрационную надежность гидротехнических сооружений. Этим исследованиям посвящены работы Р.В. Чжана [15], Man Gaofeng и др. [16], A.B. Feringer [17, 18], A.M. Сухно [19], A.M. Tsvik и др. [20].

Освоение северных территорий России вызывает необходимость продолжения исследований по созданию мерзлотных противофильтрационных завес в криолитозоне именно с использованием естественного холода [21]. По мнению Г.М. Долгих и др. [22, 23], С.П. Дмитриевой и др. [24], Р.В. Чжана [25], в суровых климатических условиях ледяные и ледогрунтовые противофильтрационные экраны при правильном их расчете, изготовлении и содержании более экономичны и надежны по сравнению с традиционными конструкциями из бетона и полимеров.

А.С. Курилко [26] на основании выполненных расчетов отмечает, что формирование устойчивого мерзлого ледопородного экрана способно полностью предотвратить фильтрацию поверхностных вод и атмосферных осадков в подкарьерный рудный целик.

Интерес к сооружению ледогрунтовых защитных экранов, изготавливаемых для обеспечения фильтрационной надежности гидротехнических сооружений, не исчез в нашей стране и в последние годы. Об этом свидетельствует большое количество патентов, выдаваемых в РФ в этой области [27–29].

Что касается конкретного способа по созданию водонепроницаемого мерзлого экрана в строительстве для защиты котлованов от подтопления грунтовыми водами с помощью естественного холода, то в настоящее время есть только общие предложения по его применению, высказанные в работе [21] и специальной нормативной литературе [30]. Ссылки на методики расчета вообще отсутствуют. Несмотря на это, мы попытались обосновать возможность его применения в наших условиях.

В работе Н.Г. Трупака [6] есть подробное описание технологии создания ледяных водонепроницаемых оболочек с помощью естественного послойного промораживания воды при проходке ствола шахты, находящегося в русле реки. Суть этой технологии заключается в следующем. После того, как река покрывалась льдом, в нем вырубали углубление с поперечными размерами, равными размерам будущего ствола. Лед вырубался с таким расчетом, чтобы его толщина не превышала 5–10 см. Лед такой толщины позволял не только безопасно вести на нем работы, но и создавал благоприятные условия для очень быстрого нарастания нового слоя льда под контурами ствола, так как обладал большой теплопроводностью. После промерзания этого слоя опять делалось углубление во льду, что давало возможность для промерзания следующего слоя. По мере углубления ствола не только увеличивался слой льда по вертикали, но и росла толщина ледяной стенки по горизонтали, что защищало ствол от проточной воды. Нарастание новых слоев льда происходило тем быстрее, чем ниже была температура воздуха и чем более часто и более тонкими слоями снимали лед. На конечном этапе лед смерзался с дном реки. После удаления последнего слоя льда проходка ствола производилась в грунте, который также предварительно промораживался. Чтобы замораживание шло быстрее, снежный покров с поверхности льда рекомендовалось постоянно удалять. Как видно из описания, этот способ не только прост в исполнении и надежен, но и, что немаловажно, не требует больших капитальных затрат для его реализации.

Исходя из того, что даже в реке зимой можно создать водонепроницаемый мерзлый экран с поверхности реки до ее дна, было высказано предположение, что также можно проморозить естественным холодом и грунт в основании котлована и его бортов, создав водонепроницаемый для грунтовых вод экран. Расчет глубины и времени промерзания грунта выполнялся с использованием известных в мерзлотоведении зависимостей [31]. При этом также учитывалось, что наличие водоупора на небольшой от дна котлована глубине в случае полного перемерзания водопроницаемого слоя может привести к появлению наледи. Негативное влияние этого явления отмечалось в работах [32, 33].

Кроме того, при выполнении расчетов учитывалось, что на глубину промерзания грунта, как уже указывалось выше, оказывает влияние наличие или отсутствие снежного покрова. Неучет этого может снизить достоверность получаемых результатов. Вопросы влияния снега на глубину промерзания хорошо изучены А.В. Павловым [34], С.П. Луговым. [35]. Из работ, опубликованных в последние годы, представляют интерес исследования, выполненные И.Л. Хабибуллинским и М.В. Солдаткиным [36], которые выявили, что «чем больше высота снежного покрова, тем медленнее идет процесс промерзания СТС и больше вероятность образования несливающейся мерзлоты». Из современных зарубежных исследований, выполненных на эту тему, следует выделить работу китайских ученых [37], изучавших в течение трех лет – с 2010 г. по 2012 г. – в районе Цинхай-Тибетского нагорья температуру и влажность грунтов деятельного слоя в зависимости от мощности снежного покрова.

В настоящем исследовании были поставлены следующие задачи:

- определить, за какое время и на какую максимальную глубину могут промерзнуть грунты основания и борта котлована в мерзлотно-климатических условиях Магадана;
- выявить предпосылки появления наледи в котловане и предложить методы борьбы с ней;
- оценить целесообразность практического применения в строительстве водонепроницаемых для грунтовых вод оболочек, создаваемых за счет естественного холода.

Исходные данные и методика исследований

Гидрогеологические и климатические условия территории строительства

В геоморфологическом плане территория строительства, на которой запроектирован торгово-развлекательный комплекс «Мегамаг», расположена в северной части Магаданской впадины, прилегающей к нижнему течению р. Магаданки. Площадь впадины около 24 км², абсолютные отметки поверхности от 0 до 35 м. Так как площадка строительства находится в пределах первой надпойменной левобережной террасы реки в 50 м от ее русла, то еще до проведения гидрогеологических исследований можно было предположить негативное влияние поверхностных вод р. Магаданки на грунтовые воды рассматриваемого объекта.

В результате проведенных гидрогеологических исследований с пробными кустовыми откачками было получено, что гидрогеологические условия участка характеризуются наличием грунтовых вод, уровень которых располагается на глубине 2,5–4,0 м от поверхности земли, что

выше проектируемой подошвы котлована на 1,2–2,7 м (в зависимости от гипсометрической отметки и сезона года). Разрез первого от поверхности земли водоносного подразделения представлен гравийно-галечниковыми отложениями с песчаным заполнителем, в нижней части встречаются линзы песка пылеватого. Мощность водоносных отложений от 2,0 до 8,0 м. В подошве первого от поверхности водоносного комплекса современных аллювиальных отложений и дельтовых отложений плиоценового возраста залегает относительный водоупор мощностью от 8,0 до 20,0 м, представленный суглинком с редкими включениями гравия и гальки (рис. 1).

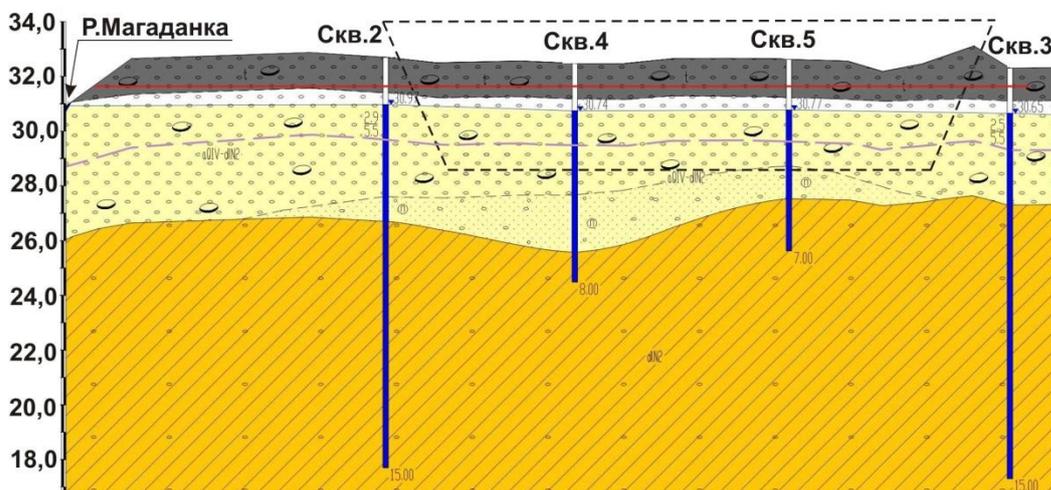


Рисунок 1. Геологический разрез объекта «Мегамаг» в Магадане. Черной пунктирной линией обозначены параметры котлована. Красная линия – максимальный вероятный уровень грунтовых вод (абсолютная отм. 31,5). Сиреневая линия – отметка, на которой были вскрыты грунтовые воды в период изысканий

Взаимосвязь грунтовых вод с нижележащим водоносным комплексом неогеновых пород практически отсутствует. Установлена тесная взаимосвязь между грунтовыми водами в пределах исследуемого объекта и поверхностными водами р. Магаданки. Фильтрационные параметры водовмещающих пород на участке определены по результатам кустовых откачек из скважин №1, 2 (рис. 2). Средний уклон потока подземных вод соответствует уклону водной поверхности р. Магаданки и равен 0,006. Водообильность водоносного комплекса современных аллювиальных отложений и дельтовых отложений плиоценового возраста характеризуется коэффициентом фильтрации $K_f = 90$ м/сут. Многолетнемерзлые породы в пределах участка изысканий обнаружены не были.

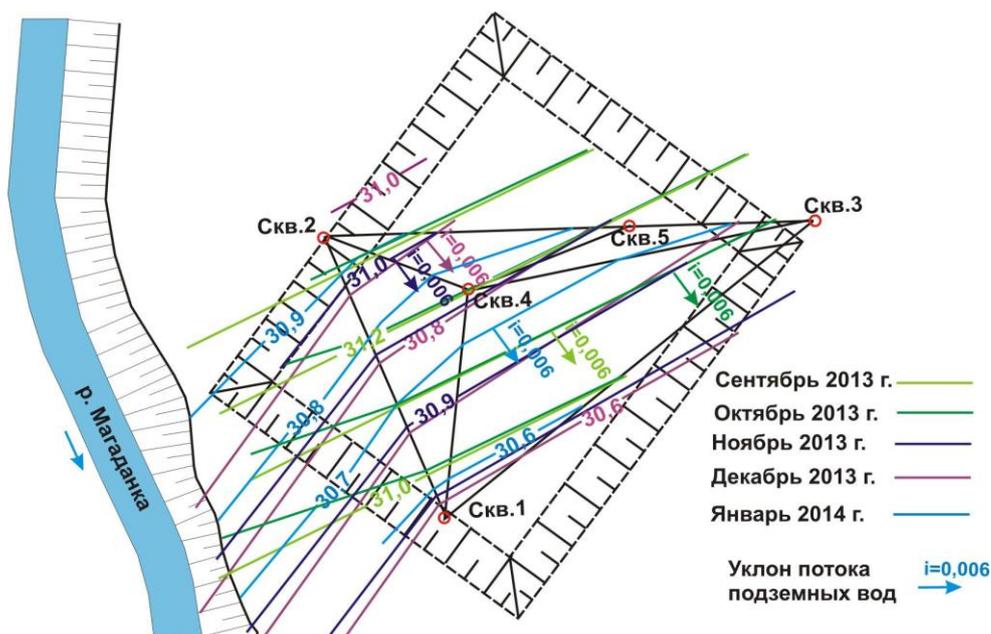


Рисунок 2. Направление потока подземных вод в разные периоды наблюдений

Климатические условия района складываются под воздействием муссонных ветров, характерных для прибрежной полосы Охотского моря.

В Магадане средняя продолжительность периода с отрицательной среднесуточной температурой воздуха составляет 7 месяцев (с 11 октября по 9 мая) или 214 дней, а с положительной – 151 день. Среднегодовая температура воздуха составляет $-3,8^{\circ}\text{C}$.

Наиболее холодные месяцы – январь, февраль. Средние температуры воздуха в этот период держатся около -20°C . В период отрицательных температур средняя температура воздуха составляет $-11,5^{\circ}\text{C}$ (таблица 1).

Таблица 1. Средние месячные значения температуры воздуха ($^{\circ}\text{C}$) по данным метеостанции Нагаево (г. Магадан) [38]

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
-17,0	-16,0	-12,6	-5,7	1,3	6,6	11,2	11,5	7,1	-2,4	-11,4	-15,0

Осадки в течение года распределяются неравномерно. В теплый период их количество в 4 раза больше, чем в холодный.

Снежный покров оказывает существенное влияние на формирование климата в зимние месяцы. Он появляется в среднем 10 октября, а к концу октября уже находится в устойчивом состоянии. Полный сход снежного покрова приурочен к третьей декаде мая. В среднем число дней под снежным покровом составляет 208 дней.

Высота снежного покрова заметно увеличивается только до конца ноября, а затем в течение всей зимы остается почти постоянной (таблица 2). Средняя плотность снежного покрова при наибольшей декадной высоте равна $0,26\text{ г/см}^3$. Разрушение устойчивого снежного покрова (с обеспеченностью 50 %) может продолжаться до 13 мая, средняя дата приходится на 12 мая.

Таблица 2. Средняя за месяц высота снежного покрова (см) по данным метеостанции Нагаево (г. Магадан) [38]

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
21	19	18	15	3	-	-	-	-	5	18	21

Методика расчетов

Расчеты глубины промерзания грунтов с учетом и без учета утепляющего воздействия снежного покрова выполнялись по аналитической формуле (1) В.С. Лукьянова [39]. Этот способ не столь точен по сравнению с численными методами, но для инженерных расчетов ему стоит отдать предпочтение, так как формула легко преобразуется и позволяет быстро определять различные неизвестные параметры при известных исходных данных. Влияние фильтрации из-за маленькой скорости движения грунтовых вод не учитывалось. Было принято, что теплопередача осуществляется только за счет кондуктивного теплообмена.

$$h = \sqrt{\frac{2\lambda\theta\tau}{C\theta} + S^2} + S, \quad (1)$$

где λ – коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, $\lambda = 1,8\text{ ккал/м}\cdot\text{ч}\cdot\text{град}$;

Q – количество скрытой теплоты плавления льда в единице объема, $Q = 13600\text{ ккал/м}^3$;

θ – разность средней температуры воздуха в зимний период и температуры промерзания грунта, $^{\circ}\text{C}$;

C – объемная теплоемкость грунта, $C = 425\text{ ккал/м}^3\cdot\text{град}$;

τ – время воздействия на грунт воздуха с отрицательной температурой, ч;

S – условная толщина мерзлого грунта, учитывающая теплофизические характеристики изоляции на поверхности грунта:

$$S = \lambda \frac{H_c}{\lambda_c}, \quad (2)$$

где H_c – толщина снежного покрова или мерзлого грунта, м;

λ_c – коэффициент теплопроводности теплоизоляционного слоя (для снега $\lambda_c = 0,3$ ккал/м·ч·град., для мерзлого грунта $\lambda_c = 1,8$ ккал/м·ч·град).

Результаты

Основываясь на методике, описанной в [6], для предохранения котлована торгово-развлекательного комплекса «Мегамаг» от попадания в него грунтовых вод одновременно с вариантом водопонижения с помощью водопонизительных скважин был предложен вариант естественной промерозки основания, позволяющий в зимний период создать в грунте мерзлую водонепроницаемую оболочку. Работы предполагалось выполнять в последовательности, аналогичной методике естественного послойного промораживания воды при проходке ствола шахты, находящегося в русле реки. При положительных температурах воздуха выемка грунта из котлована ведется до отметки, не превышающей отметку залегания грунтовых вод. С наступлением отрицательных температур воздуха грунту в котловане первоначально дается возможность промерзнуть на глубину 0,4–0,5 м. Далее ведется послойная срезка мерзлого грунта с помощью бульдозера на глубину 0,1–0,2 м и его промораживание с таким расчетом, чтобы ниже отметки дна котлована все время оставался слой мерзлого грунта толщиной не более 0,2–0,3 м. Предполагается, что именно этот мерзлый экран и предотвратит попадание грунтовых вод в котлован. Таким образом, последовательно промораживая грунт и делая его небольшую срезку можно, сохраняя ложе котлована в водонепроницаемом состоянии, углубиться до проектной отметки, находящейся ниже отметки грунтовых вод.

Расчет по формуле (1) показал, что с учетом действующих в Магадане температур (таблица 1) в зимнее время (в ноябре–марте, когда средняя температура воздуха составляет $-13,2$ °С) можно выкопать котлован на глубину 5,75 м, не допуская попадания в него грунтовых вод, менее чем за 1 месяц. В расчетах принималось, что на промораживаемой поверхности полностью отсутствует снеговой покров, а толщина мерзлого грунта при разработке котлована постоянно не превышает 0,2 м. К сожалению, из-за того, что сроки возведения фундаменты были установлены на летнее время, указанный выше метод не был использован на практике.

Следует отметить, что эффективность применения этого способа напрямую зависит не только от средней температуры атмосферного воздуха, но и от отклонений от средней температуры. Если сравнить среднюю максимальную температуру воздуха в Магадане со средней температурой воздуха в рассматриваемые месяцы по [38], то окажется, что она выше всего на 2,4–3,7 °С. Это гарантирует то, что промораживание грунтов котлована в этих условиях обязательно произойдет. А вот в таких городах, например, как Москва или Санкт-Петербург, где очень часто зимой бывают резкие перепады температуры воздуха, во время которых периоды с отрицательной температурой могут смениться оттепелью, не стоит рассчитывать на естественный холод при промораживании котлованов.

Теперь рассмотрим случай, что произойдет, если водопонизительная система скважин в зимнее время выйдет из строя. Определим время, за которое может промерзнуть грунт при различной температуре воздуха и толщине снежного покрова. Для расчета воспользуемся той же формулой (1), только неизвестным в данном случае будет время. Результаты расчетов представлены в таблице 3.

Таблица 3. Время (ч) промерзания грунта в зависимости от толщины снежного покрова и температуры атмосферного воздуха для Магадана

Глубина промерзания, м	Толщина снегового покрова, м											
	0				0,1				0,2			
	Температура, °С											
	-3,0	-5,0	-7,0	-10,0	-3,0	-5,0	-7,0	-10,0	-3,0	-5,0	-7,0	-10,0
0,05	10	6	4	3	89	55	40	29	168	104	76	56
0,1	40	24	18	13	198	122	90	66	356	220	162	118
0,15	89	55	40	29	326	202	148	108	564	348	256	187
0,2	158	98	72	52	475	293	216	157	791	489	369	262

Анализ полученных результатов показывает, что при отсутствии дополнительной теплоизоляции (в рассматриваемом случае – снега на поверхности грунта), можно создать водонепроницаемую оболочку из мерзлого грунта толщиной 5 см даже при среднесуточных температурах -3°C менее чем за одни сутки. Результаты расчетов были переданы производителям работ. Чтобы дополнительно снизить отепляющее влияние грунтовых вод, также было предложено выкопать по углам котлована приямки глубиной 1,0 м, из которых насосами частично удалялась вода. Комплекс этих мероприятий, а также то, что в период временного выхода из строя водопонижительной системы, продолжавшегося 7 суток, температура воздуха уже была ниже -10°C , а снежный покров практически отсутствовал, затопление котлована грунтовыми водами удалось предотвратить.

Так как в долине р. Магаданки, где находится котлован, часто появляются наледи, был сделан расчет вероятности ее появления и на рассматриваемом объекте. Расчеты глубины промерзания, выполненные по формуле (1), показали, что в бесснежную зиму грунт ниже отметки дна котлована промерзнет на 2,2 м, в снежную – на 1,8 м. В связи с тем, что водоупорный слой залегает на глубине 0,8–2,4 м от отметки дна котлована, есть вероятность того, что к концу зимы произойдет полное перемерзание водонепроницаемого слоя. В этом случае вода, не имея прохода для свободной фильтрации, будет стремиться выйти наружу через места с наименьшей глубиной промерзания грунта. Одним из таких мест может быть склад теплоизоляционных материалов, расположенный около котлована. При выходе на поверхность вода будет превращаться в наледь. Чтобы этого не произошло, производителям работ было предложено защитить грунт от промерзания на дне котлована с помощью обычного снега.

Расчеты по формуле (1) показали, что наличие на поверхности котлована снежного покрова толщиной всего 1,0 м позволит не допустить промерзания грунтов в зимний период (7 месяцев) на глубину более 1,0 м. Этого вполне достаточно, чтобы грунтовые воды могли свободно проходить через водоносные слои, а это, в свою очередь, предохранит котлован от появления в нем наледи.

Таким образом, для климатических условий Магадана доказана возможность применения метода создания водонепроницаемых оболочек из мерзлого грунта за счет его промораживания естественным холодом в зимнее время.

Следует особо отметить, что надежность такой мерзлой водонепроницаемой оболочки можно гарантировать только до мая, пока питание реки будет осуществляться талыми водами, температура которых близка к 0°C . Как только температура воды в р. Магаданке, гидравлически связанной с грунтовыми водами, превысит $2-3^{\circ}\text{C}$, произойдет быстрое оттаивание мерзлого грунта, и в случае, если водопонижительная система скважин не будет действовать, неизбежно произойдет затопление котлована паводковыми водами.

Выводы

1. Для климатических условий Магадана теоретически обоснована и практически доказана возможность применения метода создания в котловане водонепроницаемых оболочек из мерзлого грунта за счет его промораживания естественным холодом в зимнее время.

2. Применение метода водопонижения в котловане с помощью водопонижительных скважин в условиях криолитозоны экономически целесообразно лишь в том случае, если возведение фундамента будет выполняться в талых грунтах в летнее время. В случае, если возведение фундамента можно выполнить в течение зимнего периода, то затраты на разработку котлована при одновременном создании водонепроницаемой оболочки из мерзлого грунта будут несопоставимо меньше затрат, которые пойдут на создание системы водопонижения с помощью скважин.

3. Использование в инженерных строительных расчетах аналитических формул, хорошо известных в мерзлотоведении, дает возможность рассчитывать глубину промерзания грунта в различных мерзлотно-климатических условиях, определять время промерзания, прогнозировать появление в зимнее время таких нежелательных явлений, как наледи, предлагать простые и надежные способы борьбы с ними.

Литература

1. Щегольков Ю.Г. Исследование работы камуфлетных свай в талых и пластичномерзлых грунтах г. Магадана // Труды ВНИИ-1. Том XXIX. Магадан: Изд-во ВНИИ-1, 1969. С. 237–271.
2. Конач В.Е. Свайные фундаменты в условиях островного распространения вечномерзлых грунтов (на примере г. Магадана). Л.: Стройиздат, 1977. 136 с.
3. Рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов зданий и сооружений на оттаивающих и талых грунтах Магаданской области. Якутск: Изд-во ФГБУН Института мерзлотоведения им. П.И. Мельникова СО РАН, 2012. 64 с.
4. Ганиев С.Н. Использование естественного холода в северном строительстве. М.: Изд-во, 1951. 260 с.
5. Кудрявцев В.А. Общее мерзлотоведение (геокриология). М.: Изд-во МГУ, 1978. 464 с.
6. Трупаков Н.Г. Замораживание горных пород при проходке стволов. М.: УГЛТЕХИЗДАТ, 1954. 895 с.
7. Трупаков Н.Г. Замораживание грунтов в строительстве (примеры применения). М.: Изд-во литературы по строительству, 1970. 224 с.
8. Трупаков Н.Г. Замораживание грунтов в подземном строительстве. М.: Недра, 1974. 280 с.
9. Papakonstantinou S., Anagnostou G., Pimentel E. Evaluation of ground freezing data from the Naples subway // Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering. 2012. Vol. 166. Issue 3. Pp. 280–298.
10. Chen Y.-L., Azzam R., Fernandez-Steeger T. M., Li L. Studies on Construction Pre-control of a Connection Aisle Between Two Neighbouring Tunnels in Shanghai by Means of 3D FEM, Neural Networks and Fuzzy Logic // Geotechnical and Geological Engineering. 2009. No. 27. Issue1. Pp. 155–167.
11. Rongved J.L., Instanes A. Foundation Engineering in Svalbard, 1950-2012 // Tenth International Conference on Permafrost. Vol.1. International Contributions. The Northern Publisher, Salekhard, Russia, 2012. Pp. 341–346.
12. Guly S.A. Heat pump application in permafrost engineering // Journal of Glaciology and Geocryology. 2004. Vol. 26. Pp. 220–226.
13. Lai Y., Pei W., Yu W. Calculation theories and analysis methods of thermodynamic stability of embankment engineering in cold regions // Chinese Science Bulletin. 2014. Vol. 59. Issue 3. Pp. 261–272.
14. Wu Q.B., Niu F.J. Permafrost changes and engineering stability in Qinghai-Xizang Plateau // Chinese Science Bulletin. 2013. Vol. 58. Issue 10. Pp. 1079–1094.
15. Чжан Р.В. Проектирование, строительство и эксплуатация гидротехнических сооружений низкого напора в криолитозоне (на примере Якутии). Якутск: Изд-во ИМЗ СО РАН, 2000. 158 с.
16. Gaofeng Man, Jiankun Liu, Jianmin Zhang. The Calculation and Control Methods of the Ice-wall Thickness in Ground Freezing Construction // Asian conference on Permafrost. Lanzhou. China. 2006. P. 25.
17. Feringer A.B. The design and construction of dams on permafrost // International Journal on hydropower and dams. 2007. Vol.4. No.3. Pp. 86–87.
18. Feringer A.B. Design and construction of dams on permafrost // Power Technology and Engineering. 2008. Vol. 42. No. 2. Pp. 78–82.
19. Сухно А.М. Опыт эксплуатации грунтовой плотины в условиях Крайнего Севера // Гидротехническое строительство. 2008. №1. С. 5–8.
20. Tsvik A.M., Maksimov I.A., Kolleganov V.V. Condition and control of the thermal-filtration regime of northern rock-and-earthfill dams constructed in accordance with the thaw principle // Power Technology and Engineering. 2008. Vol. 42. No. 2. Pp. 83–87.
21. Криогенные строительные материалы. Формирование понятия, классификация, состояние изученности. Якутск: Издание Института мерзлотоведения СО РАН, 2011. 68 с.
22. Долгих Г.М., Окунев С.Н., Захарова В.Н., Марамыгина М.С., Долгих С.Н. Прогнозные расчеты мерзлотной противодиффузионной завесы плотины Вилюйской ГЭС-3 с использованием коллекторных СОУ // Материалы IX Международного симпозиума «Проблемы инженерного мерзлотоведения». Якутск: Издательство Института мерзлотоведения СО РАН, 2011. С. 280–283.
23. Долгих Г.М., Окунев С.Н., Стрижков С.Н. Ледяной экран для полигона на Крайнем Севере // Твердые бытовые отходы. 2011. №11. С. 17–19.
24. Dmitrieva S.P., Kutvitskaya N.B., Moroz E.D., Vlasova Yu.A. Ice-Ground Grout Curtain of Earth Dams in Severe Natural and Climate Conditions // Tenth International Conference on Permafrost: Resources and Risks of Permafrost Areas in a Changing World. Extended Abstracts. Vol.4. Fort Dialog-Iset, Ekaterinburg, Russia, 2012. Pp. 114–115.

25. Чжан Р.В. Геокриологические принципы работы грунтовых плотин в криолитозоне в условиях меняющегося климата // Фундаментальные исследования (технические науки). 2014. №9. С. 288–296.
26. Курилко А.С., Дроздов А.В., Каймонов М.В. Оценка возможности ликвидации водного объекта в карьере «Айхал» // Наука и образование. 2013. №4. С. 53–57.
27. Алтунина Л. К., Кувшинов В. А., Стасьева Л. А., Долгих С. Н., Мельник Г. А. Способ изготовления водонепроницаемого экрана в низкотемпературных грунтовых материалах элементов гидротехнического сооружения. Патент РФ № 2276703. 2006.
28. Ягин В.П. Грунтовая плотина на многолетнемерзлых грунтах. Патент РФ № 2416693. 2011.
29. Ягин В.П., Оголь В.Г., Гришин В.А., Вайкум В.А. Грунтовая плотина на многолетнемерзлом основании. Патент РФ № 2453655. 2012.
30. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М., 1995. 49 с.
31. Основы геокриологии (мерзлотоведения). Часть вторая. Инженерная геокриология. М.: Изд-во Академии наук СССР, 1959. 366 с.
32. Румянцев Е.А. Механизм развития наледного процесса // Сборник научных трудов «Проблемы наледоведения». Новосибирск: Наука, 1991. С. 55–65.
33. Паршуков И.В. Особенности формирования наледей в Колымском регионе // Колыма. 1995. №11–12. С. 5–13.
34. Павлов А.В. Теплообмен почвы с атмосферой в северных и умеренных широтах территории СССР. Якутск: Якутское книжное издательство, 1975. 302 с.
35. Луговой С.П. Теоретические предпосылки расчетов отепляющего влияния снежного покрова по метеорологическим данным // Геокриологические исследования. М.: Изд-во МГУ, 1986. С.180–192.
36. Хабибуллин И.Л., Солдаткин М.В. Динамика промерзания сезонно-талого слоя криолитозоны с учетом наличия снежного покрова // Вестник Башкирского университета. (раздел Физика). 2012. Т. 17. №2. С. 843–846.
37. Chang J., Wang G.S., Gao Y.H., Wang Y.B. The influence of seasonal snow on soil thermal and water dynamics under different vegetation covers in a permafrost region // Journal of Mountain Science. 2014. Vol. 11. Issue 3. Pp. 727–745.
38. Научно-прикладной справочник по климату СССР. Серия 3. Многолетние данные. Части 1–6. Выпуск 33. Магаданская область, Чукотский автономный округ Магаданской области. Л.: Гидрометиздат, 1990. 566 с.
39. Пособие по методике прогнозирования инженерно-геологических мерзлотных условий (к РСН 31-83). М.: ЦТИСИ, 1984. 60 с.

Сергей Александрович Гулый, г. Магадан, Россия

Тел. моб.: +7(914)8534019; эл. почта: svnims@mail.ru

© Гулый С.А., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.5

Контактное обезжелезивание подземных вод в системах сельскохозяйственного водоснабжения

*Аспирант О.Ю. Поберезниченко,
Институт водных проблем и мелиорации НААН*

Аннотация. На предприятии агропромышленного комплекса авторами была сконструирована экспериментальная установка контактного обезжелезивания подземных вод с биореактором и пенополистирольным фильтром для обеспечения нормативного содержания железа в питьевой воде. Разработана методика расчета конструктивных и технологических параметров фильтров для обеспечения минимальных капитальных и эксплуатационных затрат при нормативных показателях качества очищенной воды.

На основе экспериментальных исследований были определены зависимости между скоростью фильтрации воды и продолжительностью фильтрования, и между скоростью фильтрации и продолжительностью зарядки фильтра (а значит, и полезной работы фильтра).

Исследованы эффективность обезжелезивания воды и потери напора на фильтре по отношению к удельной грязеемкости фильтра и скорости фильтрования. Определена минимальная удельная грязеемкость фильтра для экспериментальной установки.

Ключевые слова: подземные воды; водообезжелезивание; биореактор; пенополистирольная загрузка

Введение

Обеспечение населения качественной водой – важная проблема современности. Из всех видов водных ресурсов наиболее ценными для водоснабжения являются подземные пресные воды, так как они намного чище поверхностных, их сток более стабильный, а качество практически не зависит от сезонных изменений. Значительная часть подземных вод горизонтов Украины и России имеют повышенное содержание ионов железа, которое колеблется от 0,5 мг/л до 30 мг/л и более, и требуют обезжелезивания. Согласно ДСанПин 2.2.4-171-10, который действует в Украине, концентрация железа в питьевой воде должна быть не больше 0,2 мг/л. В России действует СанПиН 2.1.4.1074-01, согласно которому концентрация железа должна составлять не более 0,3 мг/л.

Фильтрование является обязательной технологической операцией в процессе обезжелезивания воды. При фильтровании воды через фильтры с тяжелой загрузкой вода движется сверху вниз. При задержании железа на поверхности зерен фильтрующей загрузки образуется каталитическая пленка из ионов и оксидов двух- и трехвалентного железа, которая активно интенсифицирует процессы окисления и удаления железа из воды. Данная технология имеет следующие недостатки: колюматрируется фильтровальная загрузка, а следовательно, ее нужно разрыхлять или применять сжатый воздух для разрыхления; требуется применение компрессора аэрации воды и промывки фильтров, что увеличивает общие затраты энергии.

Для сельской местности важно иметь простую и компактную установку, которая будет обеспечивать необходимую степень очистки воды и работать в автоматическом режиме [1, 2, 3]. Из анализа известных методов обезжелезивания воды видно, что достаточно хорошо зарекомендовали себя пенополистирольные фильтры с восходящим потоком воды [4–7]. Преимущества пенополистирольного фильтра по сравнению с фильтром с тяжелой загрузкой следующие:

- простота эксплуатации;
- оптимальное соотношение производительности и размера;
- промывка загрузки не требует специальных промывочных насосов или водонапорных башен;
- меньшие строительные затраты;
- на промывку загрузки требуется меньший объем воды.

Поэтому необходимо детально изучать именно это направление очистки природных вод от ионов железа.

Обзор литературы

Вопросами обезжелезивания подземных вод интересовались ученые различных стран, которые посвятили данной проблеме многочисленные труды и исследования: Г.И. Николадзе, Л.П. Румянцева, Е.Ф. Золотова, Г.Ю. Асс, К.А. Мамонтова, И.Е. Апельцина, В.А. Клячко, О.Я. Олийнык, П.Д. Хоружий, Ю.А. Тарасевич, М.А. Сафонова, С.Ю. Мартинов [7], М.Г. Журба [8, 9], В.О. Орлов [5], и др. [10, 11, 12]. Несмотря на большое количество работ, посвященных обезжелезиванию воды [14–19], практически отсутствуют разработки простых, надежных и экономичных установок обезжелезивания воды.

Для обезжелезивания воды рекомендуются следующие методы:

- 1) безреагентные;
- 2) реагентные, в которых искусственно подают реагенты;
- 3) биохимические, в которых основную роль в удалении железа из воды играют железобактерии (аэробные и анаэробные).

Задачей всех методов является перевод растворимых форм железа $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$ в малорастворимую форму $\text{Fe}(\text{OH})_3$, что достигается окислением с последующим задержанием в отстойниках или фильтрах.

Постановка задачи

Задачей настоящей статьи является создание водообезжелезивающей установки и определение ее оптимальных конструктивных и технологических параметров, а именно: высоты и плотности упаковки волокнистой загрузки биореактора (БР), диаметров гранул, коэффициента неоднородности и высоты пенополистирольной загрузки контактного осветительного фильтра (КОФ), скорости фильтрования воды на БР и КОФ и продолжительности фильтроцикла, интенсивности и продолжительности промывки фильтров.

Методика экспериментальных исследований

Как известно, качество очищенной воды и потери напора на фильтрах зависят от качества исходной воды, характеристики фильтрующего материала, степени его закольматованности осадком и скорости фильтрования воды [20–28]:

$$C_{ф.и.} = C_{с.и.}; d_e; K_n; l_{ф.}; V_{ф.и.}; G_u, \quad (1)$$

$$h_{ф.и.} = \varphi d_e; K_n; l_{ф.}; V_{ф.и.}; G_u, \quad (2)$$

где $C_{ф.и.}$ та $C_{с.и.}$ – содержание железа в фильтрованной и исходной воде соответственно, мг/дм³; d_e и K_n – эквивалентный диаметр, мм, и коэффициент неоднородности частиц фильтровальной загрузки; $l_{ф.}$ – толщина засыпки фильтра, м; $V_{ф.и.}$ – скорость фильтрования воды, м/час; $h_{ф.и.}$ – потери напора на фильтре, м; G_u – удельная грязеемкость фильтра в данный момент (u -й), кг/м², то есть количество задержанного гидроксида железа $\text{Fe}(\text{OH})_3$, кг, приходящегося на 1 м² площади фильтра.

Математические зависимости выражений 1 и 2 могут быть установлены только на основе экспериментальных исследований, оптимальное количество которых в многофакторных зависимостях определяли методом Бокса – Уилсона [29], идея которого заключается в том, что экспериментатор выполняет небольшие серии опытов и в каждой из серий все факторы одновременно изменяются по определенным правилам.

При планировании экспериментов факторы поддерживали постоянными в течение данного опыта: конструктивные параметры (d_e , K_n , $l_{ф.}$), качество исходной воды $C_{с.и.}$, скорость фильтрования $V_{ф.и.}$. Все факторы должны быть однозначными, совместимыми и независимыми. Опыт проводили при постоянном режиме работы установки. Число значений каждого фактора должно быть не менее трех, а погрешности всех измерений – одного порядка, так как неточное измерение только одной из величин обесценивает большую точность измерений всех остальных.

Методика измерения исследуемых параметров

Экспериментальные исследования проводили на установке, схема которой показана на рисунке 1. Данная схема отображает процессы обезжелезивания вод биологическим методом.

Поберезниченко О.Ю. Контактное обезжелезивание подземных вод в системах сельскохозяйственного водоснабжения

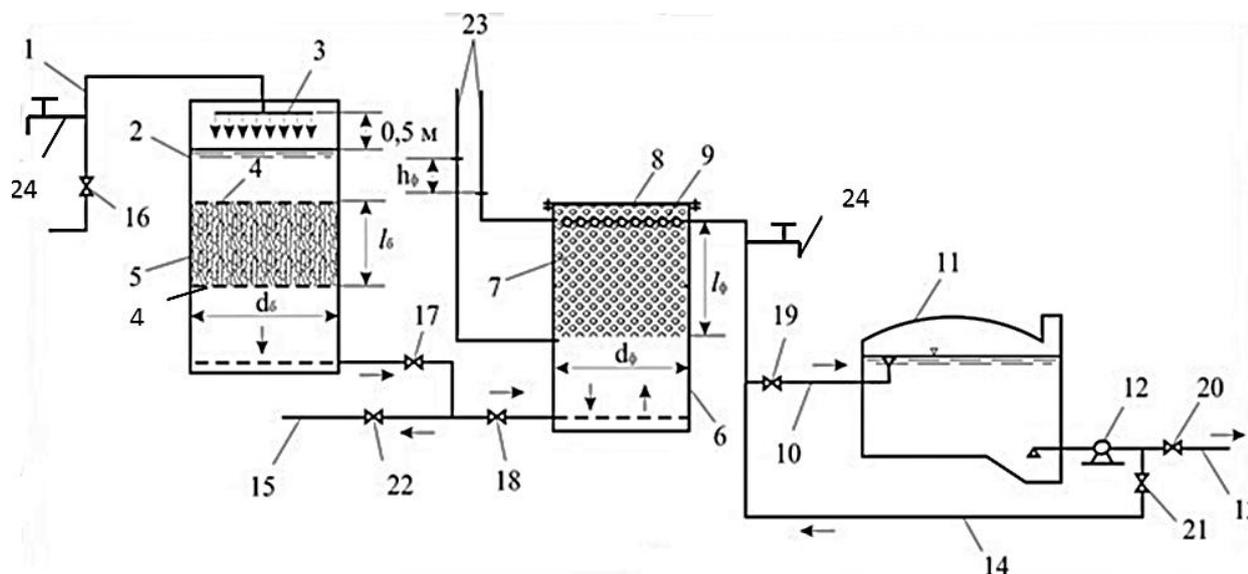


Рисунок 1. Технологическая схема установки для обезжелезивания воды на БР и КОФ:
 1 – подача исходной воды; 2 – БР; 3 – аэратор; 4 – решетки; 5 – волокнистая загрузка; 6 – КОФ; 7 – пенополистирольная загрузка; 8 – крышка; 9 – колпачковый дренаж; 10 – отвод очищенной воды; 11 – РЧВ (резервуар чистой воды); 12 – насосная станция; 13 – подача воды потребителям; 14 – подача воды на промывку; 15 – сброс промывной воды; 16–22 – задвижки; 23 – пьезометрические трубки; 24 – пробоотборники

Водообезжелезивающая установка работает следующим образом.

Подземная вода по трубе 1 через аэратор 3 подается на БР с волокнистой загрузкой 5, которая прикрепляется в натянутом состоянии между решетками 4.

Вода в аэраторе, как в душевой сетке, разбрызгивается на мельчайшие капли, которые падают вниз с высоты не менее 0,5 м, что способствует насыщению воды кислородом и выделению из нее углекислого газа CO_2 и других газов для предотвращения пузырьковой коагуляции нижнего слоя фильтровальной загрузки КОФ. В волокнистой загрузке 5 происходит биохимическое окисление двууглекислого железа $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$ с помощью микроорганизмов, которые прикрепляются к поверхности нитей загрузки с образованием хлопьев из гидроксида железа $\text{Fe}(\text{OH})_3$.

БР обеспечивает также постоянную скорость фильтрования воды в течение фильтроцикла: при увеличении потерь напора на сооружениях автоматически поднимается уровень воды в БР.

На КОФ происходит глубокое очищение воды при ее восходящем движении через пенополистирольную загрузку. На дне подфильтрового пространства накапливается осадок из хлопьев оксидов железа, который дополнительно участвует в очистке воды как осветлитель с зависшим осадком. Очищенная вода собирается колпачковым дренажом 9 и по трубопроводу 10 отводится в резервуар чистой воды (РЧВ) 11, из которого она насосной станцией 12 по трубопроводу 13 подается потребителям.

В период фильтрования воды открываем задвижки 16–20, а задвижки 21 и 22 оставляем закрытыми. При промывке КОФ закрываем задвижки 16, 17, 19 и 20 и открываем задвижки 21 и 22. Вода подается по трубопроводу 14 через колпачковый дренаж 9 и движется в КОФ обратно (сверху вниз), вымывая загрязнения из пенополистирольной загрузки 7 и ее подфильтрового пространства. Промывочная вода сбрасывается по трубопроводу 15.

Промывка БР 2 осуществляется при опорожнении фильтра с помощью гидравлического эффекта, связанного с турбулентным движением воды в процессе расширения загрузки при промывке. Промывка осуществляется следующим образом: закрываем задвижки 16 и 18, открываем задвижки 17 и 22. Вода самотеком вытекает из фильтра по трубопроводу 15.

Оптимальные конструктивные и технологические параметры БР и КОФ следует определять на основе экспериментальных исследований для обеспечения минимальных капитальных и эксплуатационных затрат при нормативных показателях качества очищенной воды.

Содержание железа в воде $C_{в.и.}$ и $C_{ф.}$, мг/дм³, определяли по ДСТУ ISO 6332:2003 «Определение железа спектрометрическим методом» [30].

Массовую концентрацию железа находили с помощью калибровочного графика и рассчитывали по формуле:

$$X = C \cdot 50 / V, \text{ мг/дм}^3, \quad (3)$$

где C – концентрация железа, найденная с помощью калибровочного графика, мг/дм³; V – объем раствора, взятого для определения содержания железа, мл.

Потери напора $h_{ф.}$ определяли с точностью 1 мм с помощью пьезометра 23 (рис.1), который подключали перед фильтровальной загрузкой и после.

Длина пути фильтрации воды между точками подключения пьезометра измерялась линейкой с точностью 1 мм.

Расход воды, проходящей через фильтр, рассчитывали по формуле:

$$Q_{ф.и.} = W_{ф.и.} / t_u, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (4)$$

где $W_{ф.и.}$ – объем воды, который профильтровали через установку по u -й цикл измерений, м³; t_u – длительность u -го цикла работы установки, год. Точность измерений $W_{ф.и.}$ – 0,01 л; t_u – 1 с.

Скорость фильтрования воды рассчитывали по формуле:

$$V_{ф.и.} = 4Q_{ф.и.} / \pi d_{ф.}^2, \text{ м/ч}, \quad (5)$$

где $d_{ф.}$ – диаметр фильтра, м. Значение $V_{ф.и.}$ измерялись с точностью 0,1 м/ч.

Для каждого цикла опытов все измерения выполнялись при постоянной скорости фильтрования, то есть когда выполнялось требование, чтобы для u -го цикла скорость фильтрования $V_{ф.и.} = \text{const}$, а ее величину регулировали вентилем 16 (рис.1).

Интенсивность промывки фильтра рассчитывали по формуле:

$$q_{пр.и.} = 4Q_{пр.и.} / \pi d_{ф.}^2, \text{ л/с} \cdot \text{м}^2, \quad (6)$$

где $Q_{пр.и.}$ – расход воды на промывку фильтра, л/с, который рассчитывали по формуле (4). Интенсивность промывки измеряли с точностью 0,1 л/с·м² и регулировали вентилем 21 (рис.1).

Продолжительность фильтроцикла $T_{ф.}$, то есть время работы фильтра между его промывками, и продолжительность промывки определяли с точностью 0,01 ч.

Эффективность обезжелезивания воды определялась по формуле:

$$E_u = \frac{C_{в.} - C_{ф.}}{C_{в.}} \cdot 100\%. \quad (7)$$

Накопление загрязнений в фильтре за измерительный интервал времени определяли как:

$$\Delta G_u = \frac{K_n V_{ф.} C_{в.} E_{ср.и.} \Delta T_{ф.}}{1000}, \text{ кг/м}^2, \quad (8)$$

где K_n – переводной коэффициент, учитывающий отношение молекулярной массы гидроксида железа $\text{Fe}(\text{OH})_3$ к атомной массе двухвалентного железа:

$$K_n = \frac{M[\text{Fe OH}_3]}{A\text{Fe}^{2+}} = \frac{107}{56} = 1,91; \quad (9)$$

$V_{ф.}$ – скорость фильтрования воды, м/ч; $C_{в.}$ – содержание железа в исходной воде, мг/дм³; $E_{ср.и.}$ – средняя эффективность обезжелезивания воды в течение соответствующего измерительного периода, в долях единицы; $\Delta T_{ф.}$ – продолжительность этого периода, час.

Удельную грязеемкость фильтра определяли как последовательную сумму величин $\Delta G_{n,i}$ от начала фильтроцикла и к данному (j-му) моменту времени:

$$G_{n,j} = \sum_0^{T_{\phi,j}} \Delta G_{n,i}, \text{ кг/м}^2. \quad (10)$$

Коэффициент фильтрации пенополистирольной загрузки определяется по формуле:

$$K_{\phi,u,j} = V_{\phi,j} l_{\phi} / h_{\phi,u,j}, \text{ м/ч}, \quad (11)$$

где l_{ϕ} – толщина фильтровальной загрузки, которая в экспериментальной установке равнялась 1 м; $h_{\phi,u,j}$ – потери напора на фильтре, м, в j-й момент времени фильтроцикла при скорости фильтрования воды $V_{\phi,j}$.

Результаты экспериментальных исследований

В лабораторной модели (рис. 1) биореактор был загружен из капроновых текстурированных жгутовых волокон диаметром $d_n = 13$ мкм, изготовленных по ТУ 6.06-С116-87 и закрепленных сверху и внизу в колосниковых решетках 4 для фиксации жгутов в натянутом состоянии и предотвращения их скручивания [31].

Такие волокна имеют гидрофобные свойства и являются хорошим материалом для иммобилизации микроорганизмов [32]. Удельная поверхность жгутового волокна определялась по формуле:

$$S_0 = 4 / d_n, \text{ м}, \quad (12)$$

где d_n – диаметр жгутового волокна.

Суммарная контактная поверхность волокнистой загрузки БР определяется по формуле:

$$S_{\phi,3} = \pi d_n l_{\phi} N, \text{ м}^2, \quad (13)$$

где $l_{\phi} = 0,8$ м – длина волокна БР, м; N – количество волокон в модели БР диаметром $d_n = 0,002$ м равнялась $N = 200$ шт.

Итак, для модели БР: $S_0 = 4/0,002 = 2000$ м и $S_{\phi,3} = 3,14 \cdot 0,002 \cdot 0,8 \cdot 200 = 1,0048$ м².

КОФ был загружен вспененным полистиролом марки ПСВ ОСТ 6.05-202, гранулометрический состав которого приведен в таблице 1. Диаметр КОФ $d_{\phi} = 144$ мм и толщина загрузки $l_{\phi} = 1$ м.

Таблица 1. Результаты ситового анализа пенополистирольной загрузки КОФ

№ п/п	Диаметр отверстий сита, мм	Вес пустого сита, г	Вес сита с полистиролом, г	Масса полистирола, г	Количество фракций в пробе, P_i , %	$\sum P_i$, %	Средний диаметр зерен, d_i , мм	Соотношение, P_i/d_i
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,5	99,72	100,25	0,53	2,65	2,65	0,75	3,53
2	1	113,93	114,5	0,57	2,85	5,50	1,5	1,90
3	2	112,96	114,31	1,35	6,75	12,25	2,25	3,00
4	2,5	110,85	113,31	2,46	12,30	24,55	2,75	4,47
5	3	104,02	107,02	3,00	15,00	39,55	3,25	4,62
6	3,5	95,79	101,92	6,31	30,65	70,20	4,0	7,66
7	4,5	100,67	103,98	3,31	16,55	86,75	4,75	3,48
8	5	97,53	99,54	2,01	10,05	96,80	5,25	1,91
9	5,5	95,28	95,88	0,60	3,00	99,80	6,25	0,48
	Всего			19,96	99,80			31,05

При проведении ситового анализа вспененного полистирола использовался набор сит с отверстиями от 0,5 до 5,5 мм.

Поберезниченко О.Ю. Контактное обезжелезивание подземных вод в системах сельскохозяйственного водоснабжения

Масса пробы составляла 20 г, сумма масс составляла 19,96 г, погрешность 0,2 %.

Эквивалентный диаметр зерен фильтрующей загрузки определялся по формуле:

$$d_e = 100 / \sum P_u / d_u, \text{ мм}, \quad (14)$$

а коэффициент его неоднородности:

$$K_n = d_{80} / d_{10}. \quad (15)$$

В этих формулах:

P_u – количество фракций в пробе, %, со средним диаметром d_u , которое принималось по таблице 1; d_{80} и d_{10} – диаметры гранул, меньше которых в данной пробе находятся соответственно 10 и 80 % от общей массы, которые определяются из графика (рис. 2), построенного по данным таблицы 1.

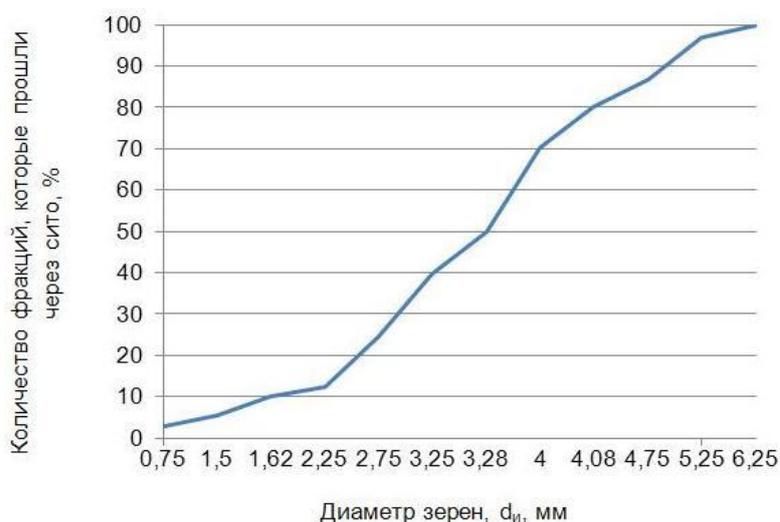


Рисунок 2. График гранулометрического состава пенополистирольной фильтровальной загрузки: $d_{10} = 1,62$ мм; $d_{50} = 3,18$ мм; $d_{80} = 4,08$ мм; $d_e = 3,22$ мм; $K_n = 2,52$

Удельную грязеемкость фильтра в любой (k -й) момент времени его работы в пределах фильтроцикла можно с достаточной для практических целей точностью определить по формуле:

$$G_{n.k.} = 0.0019V_{\phi} T_{\phi.k} C_{\phi} E_{\text{ср}}, \text{ кг/м}^2, \quad (16)$$

где C_{ϕ} – среднее содержание железа в исходной воде за период фильтрования в течение фильтроцикла продолжительностью $T_{\phi.k}$, мг/дм³; $E_{\text{ср}}$ – средняя эффективность обезжелезивания воды в течение этого периода, в долях единицы.

Минимальная удельная грязеемкость $G_{n.\text{min}}$ – такое минимальное количество осадка из $\text{Fe}(\text{OH})_3$, которое приходится на 1 м² площади фильтра, кг/м², при котором обеспечивается нормативное содержание железа в фильтрованной воде $C_{\phi} = 0,2$ мг/дм³ [33]. Максимальная удельная грязеемкость $G_{n.\text{max}}$ – такое максимальное количество этого осадка, кг/м², при котором фильтр нужно выключать на промывку в результате достижения предельных показателей качества воды или потерь напора на фильтре [34, 35, 36, 37].

Величины $G_{n.\text{min}}$ и $G_{n.\text{max}}$ зависят от конструктивных и технологических параметров фильтровальной загрузки:

$$G_{n.\text{min}} = f(d_e; \kappa_n; l_{\phi.u.}; V_{\phi}), \quad (17)$$

$$G_{n.\text{max}} = f(d_e; \kappa_n; l_{\phi.u.}; V_{\phi}). \quad (18)$$

Продолжительность полезной работы фильтра, то есть время после его зарядки, после которой удельная грязеемкость загрузки становится не меньше $G_{n.\text{min}}$ ($G_n \geq G_{n.\text{min}}$), и до достижения максимальной удельной грязеемкости ($G_n = G_{n.\text{max}}$), после которой фильтр нужно выключать на промывку, определяется по формуле:

Поберезниченко О.Ю. Контактное обезжелезивание подземных вод в системах сельскохозяйственного водоснабжения

$$T_{\phi.p} = \frac{G_{n.max} - G_{n.min}}{0,0019V_{\phi}C_{\phi}E_{cp}} = \frac{G_{n.p}}{0,0019V_{\phi}C_{\phi}E_{cp}} = \frac{1570,7}{V_{\phi}C_{\phi}E_{cp}}, \text{ ч}, \quad (19)$$

где $G_{n.p}$ – средняя расчетная (рабочая) удельная грязеемкость фильтровальной загрузки, кг/м^2 , которая зависит от конструктивных и технологических параметров фильтра и которую для исследуемого фильтра можно принимать в среднем $G_{n.p} = 3 \text{ кг/м}^2$.

Как видно из формулы (19), при увеличении содержания железа в исходной воде C_{ϕ} и скорости ее фильтрования V_{ϕ} величина $T_{\phi.p}$ будет уменьшаться.

При эксплуатации фильтра контроль величины $T_{\phi.p}$ следует уточнять по достижению фильтрованной водой предельного качества $C_{\phi.гр} = 0,2 \text{ мг/дм}^3$ или соответствующей ей величины потерь напора в фильтровальной загрузке $h_{\phi.max}$, определяемых по формуле:

$$h_{\phi.max} = V_{\phi}l_{\phi} / K_{\phi.min}, \text{ м}, \quad (20)$$

где $K_{\phi.min}$ – минимальный коэффициент фильтрации загрузки, м/ч , который имеет место при достижении максимально удельной грязеемкости $G_{n.max}$ для данной скорости фильтрования V_{ϕ} .

Исследования показали, что для одной и той же фильтровальной загрузки предельная величина $K_{\phi.min}$ будет уменьшаться при росте величины V_{ϕ} вследствие увеличения количества осадка $\text{Fe}(\text{OH})_3$, при котором растут потери напора на фильтре h_{ϕ} (табл. 2)

Таблица 2. Расчетные параметры исследуемой фильтровальной загрузки при обезжелезивании подземных вод

V_{ϕ} , м/ч	$G_{n.max}$, кг/м^2	$G_{n.min}$, кг/м^2	$G_{n.раб}$, кг/м^2	E_{cp}	$K_{\phi.min}$, м/ч	$h_{\phi.max}$, м
7	3,45	0,36	3,09	0,962	20	0,35
9	3,62	0,78	2,84	0,955	16,2	0,56
11	4,21	1,14	3,07	0,948	13,5	0,82

Процессы удаления железа из воды

При исследованиях процесса обезжелезивания подземных вод на экспериментальной установке (рис. 1) для определения ее оптимальных конструктивных и технологических параметров с целью уменьшения количества экспериментов меняли только скорость фильтрования воды V_{ϕ} и удельную грязеемкость загрузки G_n . Все остальные факторы были известными: $C_{\phi} = 2,8 \text{ мг/дм}^3$; $d_{\phi} = 3,22 \text{ мм}$; $K_n = 2,52$; $l_{\phi} = 1 \text{ м}$. Нормативная концентрация железа в очищаемой воде – $0,2 \text{ мг/л}$.

Поэтому исследования на установке сводили к установлению зависимостей:

$$C_{\phi.u.} = f(V_{\phi.u.}; G_{\phi.u.}), \quad (21)$$

$$h_{\phi.u.} = \varphi(V_{\phi.u.}; G_{\phi.u.}). \quad (22)$$

Результаты экспериментальных исследований приведены в таблице 2. Отборы проб для химического анализа очищенной воды осуществляли через 8 ч. Эффективность обезжелезивания воды E_i определяли по формуле (7), накопления загрязнений за каждый интервал работы фильтра ΔG_i – по формуле (8), а удельную грязеемкость фильтра, то есть количество осадка $\text{Fe}(\text{OH})_3$, задержанного на фильтре от начала фильтроцикла до данного момента времени в расчете на 1 м^2 площади фильтра, – по формуле (9). Коэффициент фильтрации закольматованной загрузки для данного момента фильтроцикла определяли по формуле (10) после измерения величин потерь напора на фильтре в этот момент.

Конец фильтроцикла T_{ϕ} определялся при достижении проскоковой концентрации железа в фильтрованной воде ($C_{\phi.гр.} \geq 0,2 \text{ мг/дм}^3$).

Анализ экспериментальных исследований

По результатам экспериментальных исследований построены графики $E = f(T_{\phi}, V_{\phi})$ для трех значений скорости фильтрования воды на КОФ (рис. 3), из которых видно, что в течение фильтроцикла эффективность обезжелезивания воды E сначала возрастает до определенной величины, а затем начинает падать. Зная расчетную эффективность обезжелезивания воды, можем определить время зарядки фильтра и время эффективной работы фильтра для различных скоростей фильтрации.

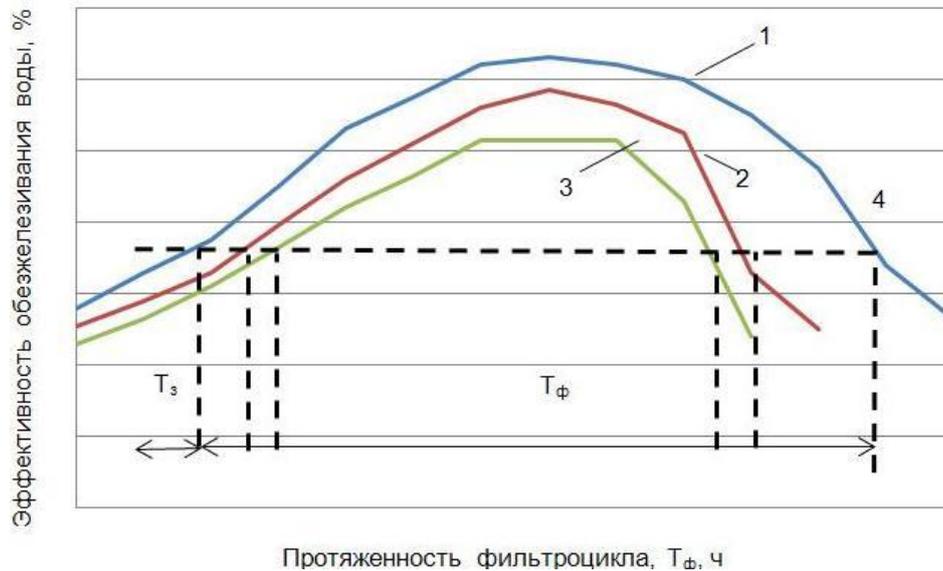


Рисунок 3. График зависимости эффективности обезжелезивания воды от продолжительности фильтроцикла для различных скоростей фильтрации: 1 – $E = f(T_{\phi})$ при $V_{\phi} = 7$ м/ч; 2 – $E = f(T_{\phi})$ при $V_{\phi} = 9$ м/ч; 3 – $E = f(T_{\phi})$ при $V_{\phi} = 11$ м/ч; 4 – расчетная эффективность обезжелезивания воды, 92,9 %; T_3 – время зарядки фильтра, ч; T_{ϕ} – время эффективной работы фильтра

По данным таблицы 3 построены графики $E = f(G_n, V_{\phi})$ для трех значений скорости фильтрования воды на КОФ (рис. 4), из которых видно, что в течение фильтроцикла эффективность обезжелезивания воды E сначала возрастает до определенной величины, а затем начинает падать. Зная расчетную эффективность обезжелезивания воды, можем определить минимальную удельную грязеемкость фильтра и эффективную рабочую грязеемкость фильтра для различных скоростей фильтрации.

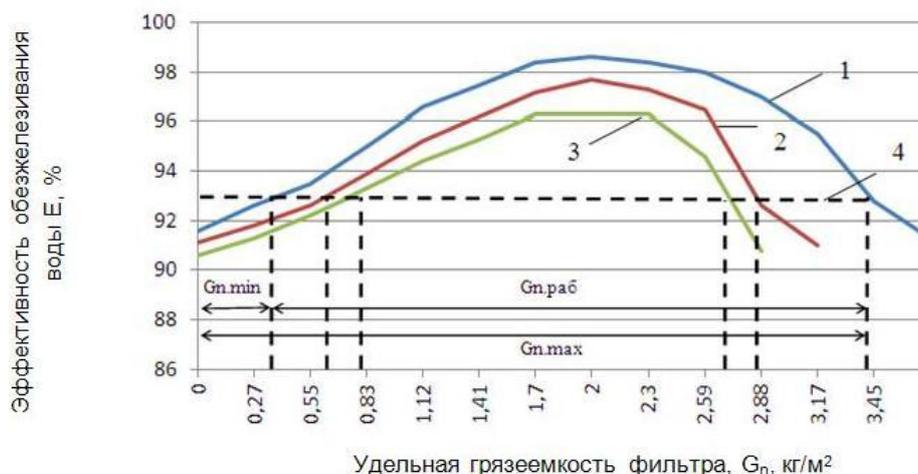


Рисунок 4. График зависимости эффективности обезжелезивания воды от удельной грязеемкости фильтра для различных скоростей фильтрации: 1 – $E = f(G_n)$ при $V_{\phi} = 7$ м/ч; 2 – $E = f(G_n)$ при $V_{\phi} = 9$ м/ч; 3 – $E = f(G_n)$ при $V_{\phi} = 11$ м/ч; 4 – расчетная эффективность обезжелезивания воды, 92,9 %; $G_{n.min}$ – минимальная грязеемкость фильтра, кг/м²; $G_{n.max}$ – максимальная грязеемкость фильтра, кг/м²; $G_{n.раб}$ – рабочая грязеемкость фильтра, кг/м²

Таблица 3. Результаты экспериментальных исследований

V_{ϕ} , м/ч	T_{ϕ} , ч			$G_{n.}$, кг/м ²		
	T_3	T_{max}	$T_{раб}$	$G_{n.min}$	$G_{n.max}$	$G_{n.раб}$
7	8	96	88	0,28	3,45	3,17
9	15	82	67	0,54	3,0	2,46
11	18	76	58	0,65	2,8	2,15

Итак, мы видим, что чем меньше скорость фильтрования воды на обезжелезивающей установке, тем дольше период эффективного фильтроцикла и меньше время зарядки фильтра. Чем меньше скорость фильтрования воды, тем больше эффективная удельная грязеемкость фильтра. Оптимальную скорость фильтрования воды для конкретного случая нужно определять с учетом технико-экономических расчетов, поскольку с уменьшением скорости фильтрования увеличивается диаметр фильтра и его стоимость.

Промывка фильтра. При промывке КОФ в фильтровальной загрузке необходимо оставлять осадок из гидроксида железа $Fe(OH)_3$ в объеме минимальной удельной грязеемкости $G_{n.min}$ для обеспечения нормативного качества очищенной воды в начале следующего фильтроцикла. Это достигается на основе опытно-производственных испытаний водообезжелезивающей установки при проведении пусконаладочных работ.

При эксплуатации КОФ важным решением является правильный выбор *интенсивности* $q_{пр}$ и *продолжительности промывки* плавающей пенополистирольной загрузки [18, 19], чтобы после каждой промывки не нужно было заряжать фильтр для обеспечения нормативного содержания железа в фильтрованной воде.

Для принятой величины $q_{пр}$ продолжительность промывки $t_{пр}$, мин, должна быть такой, чтобы остаточная удельная грязеемкость фильтра была равна минимальной удельной грязеемкости (табл. 2) для соответствующей скорости фильтрования воды V_{ϕ} (рис. 5).

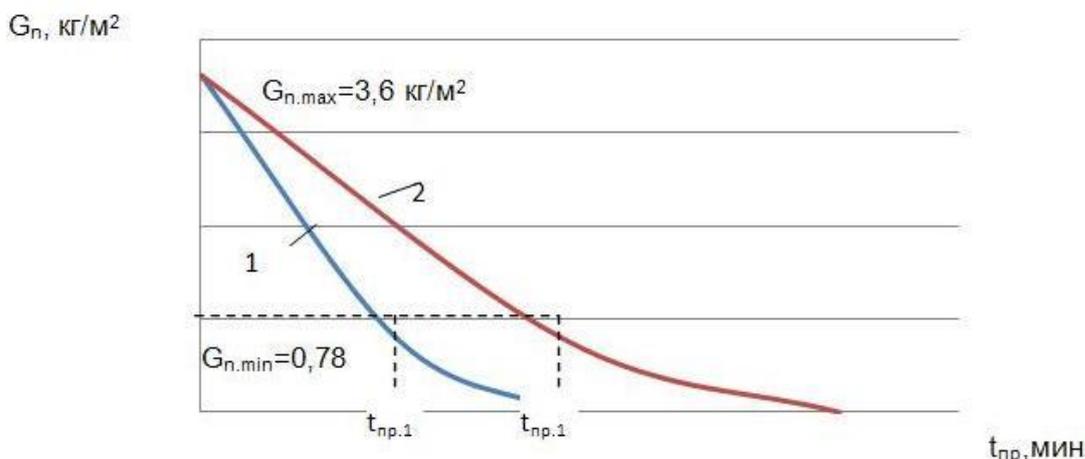


Рисунок 5. График изменения остаточной удельной грязеемкости фильтра при интенсивностях его промывки: 1 – $q_{пр} = 18 \text{ дм}^3/\text{с}\cdot\text{м}^2$; 2 – $14 \text{ дм}^3/\text{с}\cdot\text{м}^2$

Как видно на рисунке 5, для фильтра, у которого $G_{n.max} = 3,62 \text{ кг/м}^2$ и $G_{n.min} = 0,78 \text{ кг/м}^2$, при интенсивности промывки $q_{пр.1} = 18 \text{ дм}^3/\text{с}\cdot\text{м}^2$ продолжительность промывки должна быть не более $t_{пр.1} = 1,3 \text{ мин}$ (78 с), а при $q_{пр.2} = 14 \text{ дм}^3/\text{с}\cdot\text{м}^2$ – $t_{пр.2} = 2,4 \text{ мин}$ (144 с). Промывка фильтра осуществляется сверху вниз. Направления гидродинамических сил потока и сил гравитации совпадают, а осадок с $Fe(OH)_3$ быстро выносится из подфильтрового пространства.

Заключение

1. Для обеспечения нормативного содержания железа в питьевой воде предлагается использовать установку с биореактором и пенополистирольным фильтром и методику их расчета, полученную на основе обработки результатов проведенных экспериментальных исследований.

2. Оптимальные решения в многофакторных зависимостях были найдены с помощью метода Бокса – Уилсона, суть которого заключается в нахождении кратчайшего пути к оптимальному решению, при котором обеспечивается нужное качество очищенной воды при наименьших строительных и эксплуатационных расходах.

3. Исследования показали, что с увеличением скорости фильтрования воды V_{ϕ} увеличивается необходимая длительность зарядки фильтра T_3 и уменьшается продолжительность фильтроцикла $T_{\phi, max.}$, а следовательно, и продолжительность полезной работы фильтра $T_{\phi, роб.}$.

4. Эффективность обезжелезивания воды E и потери напора на фильтре h_{ϕ} прямо пропорционально зависят от удельной грязеемкости фильтра G_n и скорости фильтрования воды V_{ϕ} .

5. При промывке фильтра необходимо оставлять минимальную удельную грязеемкость фильтра, чтобы не заряжать фильтр в следующем фильтроцикле.

Литература

1. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. ДБН В.2.5-74:2013. К: 2013. 154 с.
2. ВБН 46/33-2.5-596 Сільськогосподарське водопостачання. Зовнішні мережі і споруди. Норми проектування. К: 1996. 152 с.
3. Седлухо Ю.П., Иванов С.А., Рудак А.П. Анализ рынка технологий и оборудования для обезжелезивания подземных вод // Вода и экология. 2006. №2. С. 55–62.
4. Яворський В.Т., Савчук В.Т., Рубай О.І. Перспективні напрямки очищення свердловинних вод від сполук феруму // Вісник національного університету «Львівська політехніка» [збірник наукових праць]. Львів, 2011. №700. С. 50–54.
5. Орлов В.О. Знезалізнення підземних вод спрощеною аерацією та фільтруванням. Монографія / Рівне: НУВГП, 2008. 158 с.
6. Куницький С.О. Підготовка підземних вод при контактному знезалізненні на пінополістирольних фільтрах // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Випуск 1 (61). Рівне: УДУВГП, 2013. 157 с.
7. Мартинов С.Ю. Знезалізнення води на пінополістирольних фільтрах із зростаючим шаром завислого осаду: Дисс. ... канд. техн. наук. Рівне, Інститут водного господарства Рівненського державного технічного університету. 2001. 153 с.
8. Журба М.Г. Водоочистные фильтры с плавающей загрузкой. М., 2011. 536 с.
9. Журба М.Г., Говоров О.Б., Говорова Ж.М., Квартенко А.Н. Биореакторы-фильтры с плавающей загрузкой в технологиях кондиционирования подземных вод // Сантехника. 2012. № 3. С. 50–54.
10. Орлов В.О., Квартенко О.М., Мартинов С.Ю., Гордієнко Ю.І. Знезалізнення підземних вод для питних цілей. Рівне: УДУВГП, 2003. 155 с.
11. Журба М.Г., Савельев С.П., Урусов Д.Ю., Габля Ю.А., Дячук С.А., Лыков В.В., Парусов Д.В. Усовершенствование технологии обезжелезивания и деманганации подземных вод города Ульяновска // Водоснабжение и санитарная техника. 2013. № 2. С. 40–45.
12. Державні санітарні норми та правила «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною»: ДСанПіН 2.2.4-171-10. [Чинний від 2010-05-12]. К.: МОЗ України, наказ №400. (Нормативный документ).
13. Гвоздяк П.И. Микробиология и технология очистки воды: Quo vadis? // Химия и технология воды. 1989. №9. С. 854–858.
14. Квартенко О.М. Використання закріпленої мікрофлори для очистки підземних вод з підвищеним вмістом заліза. Автореф. дис. канд. техн. наук. Рівне. 1997. 23 с.
15. Журба М.Г., Говоров О.Б., Говорова Ж.М., Квартенко А.Н. Исследование и опыт внедрения инновационных технологий кондиционирования подземных вод // Водоснабжение и санитарная техника. 2014. №9. С. 38–47.
16. Квартенко А.Н. Кондиционирование низкощелочных подземных вод, содержащих железогуминовые комплексы // Науковий вісник будівництва. Харків ХДТУБА. 2011. Вип. 63. С. 406–414.

17. Говоров О.Б. Безреагентное кондиционирование железосодержащих подземных вод на биореакторах-фильтрах: Дисс. ... канд. техн. наук. Вологда, 2007. 179 с.
18. Журба М.Г., Говорова Ж.М., Квартенко А.Н., Говоров О.Б. Биохимическое обез-железивание и деманганация подземных вод // Водоснабжение и санитарная техника. 2006. № 9-2. С. 17–23.
19. Machmeier R.E. Iron in drinking water, FO-1318. Reviewed 1990. Minnesota Extension Service, University of Minnesota, Agriculture.
20. Francis C.A., Obratsova A.Y., Tebo B.M. Dissimilatory Metall Reduction by the Facultative Anaerobe *Pantoea agglomerans* SP1 // Applied and Environmental Microbiology. 2000. Vol. 66. No. 2. Pp. 543–548.
21. Порядин А.Ф. Экологические факторы питьевого водоснабжения // Водоснабжение и санитарная техника. 1998. №4. С. 4–6.
22. Robins N.S. Development of groundwater resources in Scotland // Proceedings of Institute of Civil Engineering. 1987. 59 p.
23. Mouchet P. Développement de la deferrisation biologique en France // Techn. sei. meth. 1989. № 7–8. Pp. 401–412.
24. Bertram Heinz-Ulrich. Die Überarbeitung der LAGA-Mitteiluig 20 // Baust. Recycl.+ Deponietechn. 2001. Vol. 17. No. 12. Pp. 20–28.
25. Grobler D.C., Van der Merwe W. Water quality management in the RSA: Preparing for the future // Water South Africa. 1990. Vol. 16. No. 1. Pp. 49–53.
26. Николадзе Г.И. Улучшение качества подземных вод: Автореф. дис. . д-ра техн. наук. М., 1996. 54 с.
27. Eastaugh P. Pollutant treatment process cuts water storage requirement // Offshore. 2002. Vol. 62. No. 3. Pp. 92–93.
28. Groundwater Microbiology: problems and Biological Treatment // Proceedings of IAWPRC Symposium Kuopio. Water Science and Technology. 1988. Vol. 20. No. 3. 351 p.
29. Дзюбо В.В. Подготовка подземных вод для питьевого водоснабжения малых населенных пунктов Западно-Сибирского региона. Автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб.: 2007. 36 с.
30. Журба М.Г. Классификаторы технологий очистки природных вод. М.: Союзводоканалпроект, 2000. 118 с.
31. Квартенко А.Н. Использование закрепленной микрофлоры для очистки подземных вод // Строительство Украины. 1998. № 3. С. 44–46.
32. Гуринович А.Д. Питьевое водоснабжение из подземных источников. Минск: УП Технопринт, 2001. 304 с.
33. Говорова Ж.М. Обоснование и разработка технологий очистки природных вод, содержащих антропогенные примеси. Автореф. дис. док. тех. наук. М.: НИИ ВОДГЕО, 2004. 56 с.
34. Высоцкий С.П. Удаление из воды соединений железа, марганца и сульфидов // Материалы III МВФ «Аква Украина-2005 г.». Киев, 2005. С. 106–110.
35. Говоров О.Б. Усовершенствованные технологии кондиционирования подземных вод для питьевых целей // Сб. материалов конференции VII МФ «Живая вода России-2006», НПК «Вода и напитки», Москва, 2006. С. 43.
36. Киселев С.К. Моделирование и расчеты обезжелезивания воды на очистных фильтрах с учетом изменения гидравлических свойств загрузки. Автореф. дис. ... канд. техн. наук. Киев: КНУСА, 2000. 22 с.
37. Farm Water Supply Branch Alberta Agriculture and Rural Development. Alternatives for Iron Removal. Agdex 716 (D11). Revised March 2012.

*Ольга Юрьевна Поберезниченко, г. Киев, Украина
+38(097)9264877; эл. почта: olia-olenia@ukr.net*

© Поберезниченко О.Ю., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.6

Обобщенная модель обтекания препятствия открытым турбулентным потоком

*К.т.н., доцент А.М. Калякин;
ассистент Е.В. Чеснокова,*

Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Аннотация. Приводится обобщение результатов и обсуждается применение метода анализа размерностей к решению задачи об обтекании реальной жидкостью кругового цилиндра.

Представлены модели, в которых учтены основные закономерности кинематики и динамики потока перед цилиндром, обтекаемым открытыми потоками жидкости, которая может быть полезна как для качественного рассмотрения явления, так и для получения количественных оценок. Получены зависимости, характеризующие кинематику и динамику потока жидкости перед обтекаемым цилиндром.

Решение задачи об обтекании препятствия имеет практическое значение, например, при прогнозировании размыва перед промежуточными мостовыми опорами, при расчете сил, действующих на выступы, при проектировании некоторых типов водозаборных сооружений и т. д.

Ключевые слова: цилиндр; поток жидкости; вихревые образования; местное сопротивление; обтекание

Введение

Задача об обтекании препятствия потоком жидкости решена к настоящему времени достаточно полно, и в большинстве случаев полученные результаты удовлетворяют запросам техники и строительства. Однако в основном исследователей интересовали процессы за препятствием, в то время как явления перед ним носят достаточно сложный характер и изучены недостаточно.

Задача о гидродинамических особенностях перед препятствием решалась как теоретически, например в [1, 2], так и экспериментально [3]. Решение этой задачи имеет практическое значение, например, при проектировании некоторых типов водозаборных сооружений, при прогнозировании размыва перед промежуточными мостовыми опорами, при расчете сил, действующих на выступы, в частности на здания и сооружения. При обтекании ветром района жилой застройки также необходимо прогнозировать потоки воздуха в системе строений.

Для инженерного решения этой задачи необходимо иметь непротиворечивую физическую модель, которая одновременно была бы полезной как при аналитическом рассмотрении явления, так и при инженерном подходе в истолковании физических закономерностей.

Определить однозначность модели, которая создается на основании физического понимания процесса и результатов опытов, сложно. Ввиду этого правильность ее основных выводов должна подкрепляться выполнением законов сохранения и, самое главное, модель должна предсказывать явление в качественном и количественном отношении.

В работах авторов ранее были изложены особенности гидродинамики потока перед обтекаемым реальной жидкостью круговым цилиндром [4–7]. В данной статье приводится обобщение результатов по обтеканию цилиндра, также обсуждается применение метода анализа размерностей к решению данной задачи.

С целью изучения физических особенностей процесса обтекания проводились опыты в лаборатории НИСа «Гидропроект» (г. Москва) и в лаборатории гидравлики Саратовского государственного технического университета имени Гагарина Ю.А. (г. Саратов). В частности, осуществлялась визуализация в толще потока и в пограничном слое [8].

Общие замечания

В реальном открытом потоке далеко перед цилиндром существует эпюра скоростей по глубине (так называемый поток со сдвигом).

Поток, приближаясь к цилиндру, испытывает торможение (торможение в наибольшей степени очевидно для осевого сечения), так как известно, что именно на передней части цилиндра Калякин А.М., Чеснокова Е.В. Обобщенная модель обтекания препятствия открытым турбулентным потоком

распределение давления при обтекании его вязким потоком близко к распределению давления при обтекании его потенциальным потоком [9]. Эта аналогия применяется часто, так как в опытах доказано, что очертания линий тока в плоскостях, параллельных дну, и на небольших расстояниях перед цилиндром подобны линиям тока при обтекании цилиндра потенциальным потоком.

При приближении к цилиндру происходит замедление потока, его кинетическая энергия уменьшается, давление увеличивается и достигает максимума в каждой горизонтальной плоскости непосредственно у передней критической линии.

Элементарная оценка динамического давления, создаваемого за счет скорости (полученная, например, методом анализа размерностей), приводит к следующему результату (на передней критической линии цилиндра):

$$p = Cu^2 \rho, \quad (1)$$

где C – постоянная, u – скорость далеко перед цилиндром, ρ – плотность жидкости.

Поэтому неравномерность распределения скоростей по глубине потока приводит к неравномерности распределения давлений по глубине на передней части цилиндра (рис. 1).

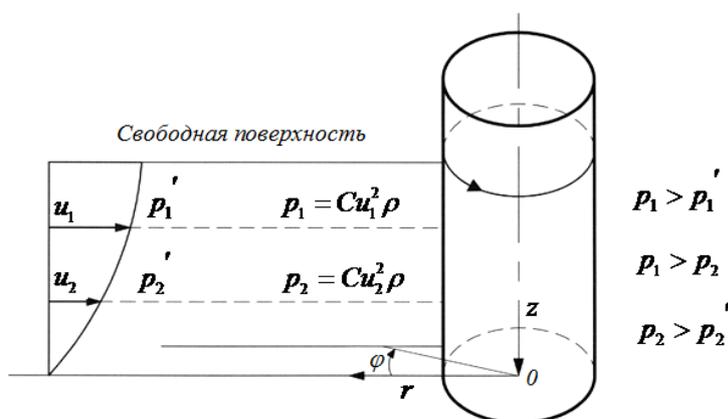


Рисунок 1. Распределение скоростей и давлений при обтекании цилиндра

Как видно из рисунка 1, возникает сложная картина распределения давления в жидкости у передней поверхности цилиндра: одновременно существуют градиент давления вдоль течения (по горизонтали) и градиент давления по высоте цилиндра (по вертикали).

Представим составляющие скорости в окрестности цилиндра в цилиндрической системе координат (r, φ, z) ; отсчитываем r от осевой линии цилиндра, φ – от вертикальной плоскости симметрии цилиндра, направленной против течения, и z – по вертикальной оси цилиндра положительным направлением сверху вниз (рис.1).

Представим осевую плоскость перед цилиндром в виде полос бесконечно малой толщины. В каждой такой полосе составляющая u_z принимает в некоторой точке максимальное значение (это ясно, так как далеко перед цилиндром нисходящие скорости отсутствуют, а на самой поверхности цилиндра в силу прилипания также $u_z = 0$). Это значит, что в окрестности такой точки выполняются равенства (необходимые условия экстремума):

$$\frac{\partial u_z}{\partial z} = 0, \quad \frac{\partial u_z}{\partial r} = 0, \quad \frac{\partial u_z}{\partial \varphi} = 0. \quad (2)$$

Все точки с экстремальными значениями u_z можно соединить плавной кривой, лежащей в вертикальной плоскости, которая направлена вдоль потока и проходит через центр цилиндра.

В каждой точке потока выполняется уравнение неразрывности:

$$\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\varphi}{\partial \varphi} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0. \quad (3)$$

С учетом (2) уравнение неразрывности (3) в каждой точке кривой будет иметь вид:

$$\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\varphi}{\partial \varphi} = 0 . \tag{4}$$

Составляющая вектора вихря ω ω_φ в цилиндрической системе координат будет в каждой точке кривой иметь вид

$$\omega_\varphi = \frac{\partial u_r}{\partial z} . \tag{5}$$

Динамика вихревых образований

По причине ранее установленного характера распределения давления слои жидкости движутся сверху вниз и одновременно отходят от цилиндра (рис. 2). Такое течение не является устойчивым, в результате чего образуются вихри, которые в результате самоиндуцированной скорости начинают двигаться в область пониженного давления, т. е. в сторону уменьшения скоростей. В результате возникает сложное вторичное течение в виде системы движущихся вихрей (рис. 3). Применяя метод анализа размерностей для определения самоиндуцированной скорости u' , получим

$$u' = C'r\omega ,$$

где r – радиус ядра вихря, ω – угловая скорость вращения вихря.

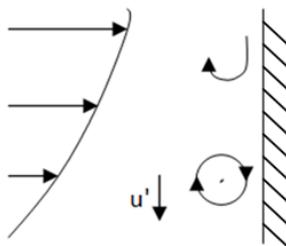


Рисунок 2. Схема возникновения вихревых образований

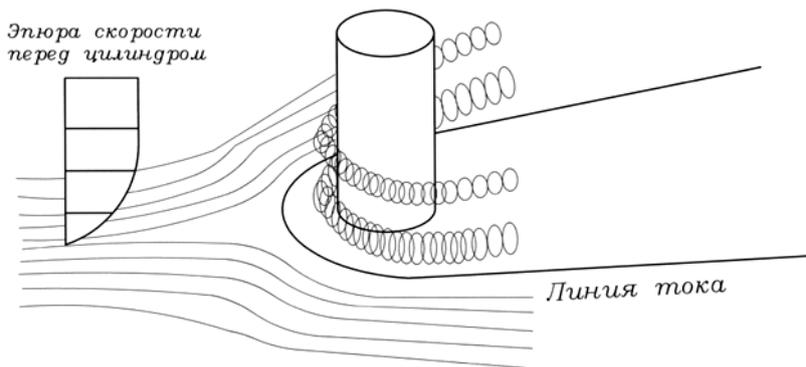


Рисунок 3. Вихревые структуры в потоке со сдвигом перед цилиндром на плоском основании

Любой вихрь, движущийся вдоль поверхности цилиндра, имеет подковообразную форму и представляет собой не классический вихрь, а вихресток. Он подсасывает жидкость из непосредственно прилегающих к нему областей, т. к. давление в центре вихря меньше, чем на его внешней области (в дальнейшем вихревое образование все же будем называть вихрем, хотя это не совсем точно). Кроме того, на скоростное поле внутри вихря налагается скорость внешнего потока, так что на передней части поверхности цилиндра преобладает окружная скорость вращения вихря, а на боковых поверхностях преобладает продольное течение.

Практически вихрь перестает существовать на концах подковообразного образования.

Если эпюра скорости в открытом потоке имеет максимум не на свободной поверхности (далеко перед препятствием), а несколько ниже (из-за трения о воздух) (рис. 4), то на частях потока I и II направления вращения вихрей противоположные; кроме того, в части I они движутся снизу вверх, а в части II сверху вниз – это подтверждено опытами [10].

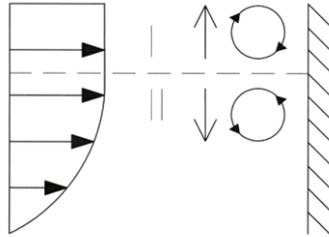


Рисунок 4. Направления вращения и движения вихрей

Однородное распределение скорости по высоте цилиндра повлекло бы за собой неизменность гидродинамических процессов по всей его высоте.

Если в набегающем потоке существует градиент скорости, не равный нулю, т. е. $du/dh \neq 0$, то он является причиной неравномерного по высоте препятствия распределения давлений $dp/dh \neq 0$ и причиной возникновения вторичных течений. Причем чем больше du/dh , тем интенсивнее вторичные течения. В частности, в потоке без сдвига вторичные течения не должны существовать вообще.

Если градиент скорости набегающего потока du/dh мал, то образование вихрей носит случайный характер и происходит из-за случайных турбулентных пульсаций аномально большей величины (пульсационные составляющие скорости вдоль потока). Вихри, доходя до дна, продолжают некоторое время двигаться вдоль него (до своего разрушения). Направление их движения меняется на 90° , образуя полукруглую область отрыва перед цилиндром.

Некоторые авторы утверждают [3], что существует единственный интенсивный вихрь у самого основания цилиндра. Это не противоречит нашей точке зрения на вихревые образования, так как при больших числах Re эпюра скоростей набегающего потока в наибольшей степени деформирована у дна, тем более что в яме размыва (если она существует) вихри движутся против основного течения.

Цилиндр в потоке как местное сопротивление

Цилиндр в потоке представляет собой местное сопротивление и как любое местное сопротивление может быть охарактеризован коэффициентом местного сопротивления ξ ; потери удельной механической энергии могут быть определены с помощью зависимости (формула Вейсбаха):

$$h_m = \xi \frac{V^2}{2g}, \quad (6)$$

где безразмерный коэффициент ξ зависит от соотношения геометрических размеров цилиндра и сечения потока, а также может зависеть от числа Рейнольдса; V – некоторая характерная скорость.

Коэффициент ξ учитывает переход механической энергии в тепло, а также в энергию волн, если есть условия для их образования. По нашему мнению, при обтекании цилиндра преобразуется та часть энергии всего потока, которая распределена на площади (части живого сечения), примерно равной миделевому сечению препятствия. Оценим энергию, отбираемую у потока при его взаимодействии с цилиндром, методом обращения.

Представим цилиндр, стоящий на дне открытого потока; характерная скорость набегающего потока V .

Далее предположим, что в неподвижной воде протаскивается тот же цилиндр в вертикальном положении со скоростью V , при этом на него действует сила F .

Для грубой оценки будем считать, что при протягивании цилиндра в единицу времени требуется такая же энергия на продвижение $E = FV$, что и отбираемая у потока энергия при обтекании им того же цилиндра. В силу такой оценки механическая энергия потока в единицу времени уменьшается на величину

$$E = FV . \tag{7}$$

Сила, действующая на препятствие, обычно представляется так:

$$F = C_d S \rho \frac{V^2}{2}, \tag{8}$$

где S – площадь миделевого сечения; ρ – плотность жидкости; V – скорость потока; C_d – безразмерный коэффициент сопротивления, зависящий от формы препятствия и числа Рейнольдса.

При использовании приема обращения нами в данном случае не учтено существование градиента скоростей по глубине и турбулентности потока.

Зависимость (7) с учетом (8) принимает вид (для призматического препятствия):

$$E = \frac{C_d \rho}{2} L_0 \int_0^{h_0} u^3 dh, \tag{9}$$

где L_0 – некоторая характерная ширина препятствия, а произведение $L_0 h_0$ – некоторое эффективное миделево сечения; h_0 – высота препятствия. Величина C_d , характеризующая форму препятствия, указывает на зависимость интенсивности вихревых образований от формы препятствия.

В потоке со сдвигом его механическая энергия преобразуется также в кинетическую энергию системы вихрей перед препятствием.

Ламинарный режим обтекания

При ламинарном режиме набегающего потока не происходит свертывания в вихри, линии тока опускаются до дна и образуют спиралевидные шнуры (рис. 5). Это явление наблюдалось в малом лотке лаборатории гидравлики Саратовского государственного технического университета имени Гагарина Ю.А. при визуализации кристаллами марганцевокислого калия; подробно это явление рассмотрено в работе [8]. В [7] приводятся результаты опытов, выполненных на лотке длиной 5 м и шириной 40 см; в качестве рабочей жидкости служил технический глицерин.

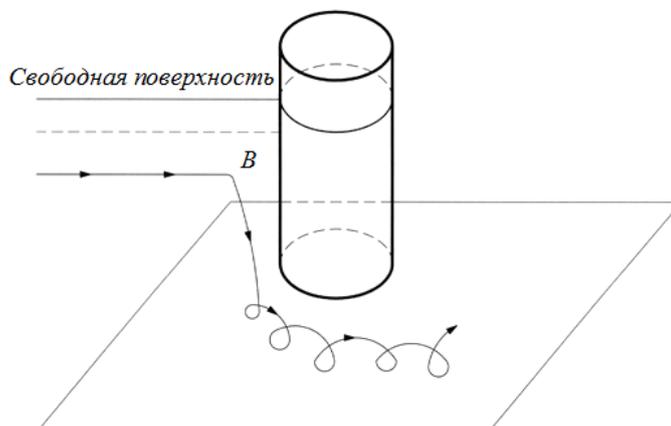


Рисунок 5. Форма линий тока при обтекании цилиндра ламинарным потоком

Применение метода анализа размерностей

В предыдущих разделах были приведены особенности кинематики и динамики потока жидкости перед цилиндром. Основываясь на этом, применим к обтеканию цилиндра метод анализа размерностей.

Если считать, что жидкость вязкая, то зависимость для градиента давления по глубине возможно искать в виде:

$$\frac{dp}{dh} = f\left(\mu, u, \frac{du}{dh}\right). \quad (10)$$

В приведенной зависимости присутствует динамический коэффициент вязкости. Обычно он необходим тогда, когда вязкость влияет на процесс обтекания и числа Рейнольдса малы. Следует отметить, что это не такой распространенный случай по сравнению с большими числами Рейнольдса. В формуле (10) величина u – некоторая характерная скорость, du/dh – градиент скорости по глубине.

В результате применения метода анализа размерностей найдем:

$$\frac{dp}{dh} = \mu \frac{1}{u} \left(\frac{du}{dh}\right)^2. \quad (11)$$

Величина du/dh изменяется по глубине, градиент давления dp/dh также различный на разных расстояниях от дна, и в (11) должна входить локальная скорость u ; поэтому dp/dh определяется на небольшом участке по вертикали.

После простых преобразований (учитывая, что число Рейнольдса $Re = \frac{ud}{\nu}$, где d – диаметр цилиндра) находим:

$$\frac{dp}{dh} = \frac{1}{Re} \rho d \left(\frac{du}{dh}\right)^2. \quad (12)$$

Если вязкость жидкости не учитывать, т. е. считать, что она не оказывает решающего влияния (например, при больших числах Re), то для градиента давления возможна общая зависимость

$$\frac{dp}{dh} = f\left(u, \frac{du}{dh}, \rho\right), \quad (13)$$

которая после применения формальных операций имеет вид:

$$\frac{dp}{dh} = C_1 u \frac{du}{dh} \rho. \quad (14)$$

Поток вблизи цилиндра является нестационарным, что отмечается в работе [12], где автор, применяя метод анализа размерностей, определяет порядок числа Струхала.

Оценим интенсивность вихревых образований, которая определяется как

$$\Pi = \omega S, \quad (15)$$

где ω – угловая скорость вращения, S – поперечная площадь вихревого шнура.

Нас интересует зависимость интенсивности вихревых образований от градиента скорости и от радиуса обтекаемого цилиндра. Применяя метод анализа размерностей к общему функциональному соотношению

$$\Pi = f\left(\frac{du}{dh}, r\right), \quad (16)$$

получим конкретную зависимость

$$\Pi = C_2 \frac{du}{dh} r^2. \quad (17)$$

Кинетическая энергия потока в пределах миделевого сечения цилиндра частично переходит в систему вихрей перед цилиндром. Энергию потока, отбираемую вихрями перед цилиндром, возможно записать в виде, включающем градиент давления по глубине:

$$E = f\left(R, u, \frac{dp}{dh}\right), \quad (18)$$

где R – радиус цилиндра, u – некоторая характерная скорость (в последней зависимости подразделяются именно вихревые системы перед цилиндром, так как обычные, хорошо изученные вихревые системы за ним могут существовать независимо от dp/dh).

После применения метода анализа размерностей получим из (18):

$$E = C_3 R^4 \frac{dp}{dh}. \quad (19)$$

Сам метод указывает на то, что скорость выбывает из числа аргументов в (18).

Подставляя в (19) выражение для dp/dh из (14), получаем окончательную зависимость для энергии вихревой системы перед цилиндром:

$$E = CR^4 u \frac{du}{dh} \rho. \quad (20)$$

Выводы

1. В представленной модели учтены основные закономерности кинематики и динамики потока перед цилиндром, обтекаемым открытыми потоками жидкости, поэтому рассмотренная модель может быть полезна как для качественного рассмотрения явления, так и для получения количественных оценок.

2. Применение метода анализа размерностей позволило получить несколько зависимостей, характеризующих кинематику и динамику потока жидкости перед обтекаемым цилиндром.

Литература

1. Чжен П. Отрывные течения. М.: Мир, 1973. Т. 3. 333 с.
2. Девнин С.И. Аэрогидромеханика плохообтекаемых конструкций. Справочник. Ленинград Судостроение, 1983. 332 с.
3. Журавлев М.М. Местный размыв у опор мостов. М.: Транспорт, 1984. 112 с.
4. Калякин А.М. Метод решения уравнений Навье-Стокса для обтекания препятствий типа мостовой опоры (с использованием эвристических гипотез) // Совершенствование методов гидравлических расчетов водопропускных и очистных сооружений: межвуз. науч. сб. Саратов: Саратов. гос. Техн. ун-т, 1996. С. 68–74.
5. Калякин А.М. Модель процесса размыва перед препятствием типа мостовой опоры на основе представлений о вихре // Совершенствование методов гидравлических расчетов водопропускных и очистных сооружений: межвуз. науч. сб. Саратов: Саратов. гос. Техн. ун-т, 1997. С. 33–43.
6. Калякин А.М., Чеснокова Е.В., Сауткина Т.Н., Толочкова И.С. Учет взаимного влияния при обтекании системы тел // Сборник научных трудов Sworld. 2013. Т. 50. №3. С. 80–83.
7. Калякин А.М., Чеснокова Е.В., Сауткина Т.Н. Частный случай применения метода анализа размерностей к обтеканию цилиндра вязкой жидкостью // Сборник научных трудов Sworld. 2014. Т. 16. №2. С. 60–62.

Калякин А.М., Чеснокова Е.В. Обобщенная модель обтекания препятствия открытым турбулентным потоком

8. Высоцкий Л.И., Калякин А.М., Кречин С.Г. О методике и результатах исследований кинематики перед цилиндром, установленным нормально к дну в открытом потоке // Гидравлика сооружений и русловые процессы: Межвуз. темат. сб. Калинин: Калининский политехн. ин-т, 1982. С. 139–143.
9. Лойцянский Л.Г. Механика жидкости и газа. М.: Дрофа, 2003. 840 с.
10. Горбачев С.И., Калякин А.М. Гидродинамические возмущения свободной поверхности при обтекании цилиндра ламинарным потоком // Гидравлические исследования сооружений. Очистка жидкостей: Межвуз. Научный сборник, 1978. Вып. 4. С. 40–44.
11. Belik L. The Secondary Flow about Circular Cylinders Mounted Normal to a Flat Plate // Aeronautical Quarterly, 1982. 1973. Vol. 24. Pp. 47–54.
12. Qamar A., Samtaney R., Bull, J.L. Pulsatility role in cylinder flow dynamics at low Reynolds number // Physics of Fluids. 2012. Vol. 24. 081701.
13. Qamar A., Seda R., Bull J.L. Pulsatile flow past an oscillating cylinder // Physics of Fluids. 2011. Vol. 23. 041903.
14. Lin Y.C., Khanafar K, Bartlett R.H., Hirschl R.B, Bull J.L. Pulsatile flow past multiple cylinders: A model study of blood flow in an artificial lung // IFMBE Proceedings 21 IFMBE 2008. Pp. 36–39.
15. Lin Y.C., Brant D.O., Bartlett R.H., Hirschl R.B, Bull J.L. Pulsatile flow past a cylinder: An experimental model of flow in an artificial lung // ASAIO Journal. 2006. Vol. 52(6). Pp. 614–623.
16. Hao P., Li G., Yang L., Chen G. Numerical study on flow around three circular piers in tandem arrangement at a supercritical Reynolds number // Applied Mechanics and Materials. 2012. Vol. 170–173. Pp. 1932–1937.
17. Bressan F., Ballio F., Armenio V. Turbulence around a scoured bridge abutment // Journal of Turbulence. 2011. Vol. 12(3). Pp. 1–24.
18. Yao J., Zhao Y., Hu G., Fan J., Cen K. Numerical Simulation of Particle Dispersion in the Wake of a Circular Cylinder // Aerosol Science and Technology. 2009. No. 43. Pp. 174–187.
19. Liu L., Ji F., Fan J., Cen K. Direct numerical simulation of particle dispersion in the flow around a circular cylinder // Journal of thermal science. 2004. Vol. 13. No. 4. Pp. 344–349.
20. Brandon D.J., Aggarwal S.K. A Numerical Investigation of Particle Deposition on a Square Cylinder Placed in a Channel Flow // Aerosol Science and Technology. 2001. No. 34. Pp. 340–352.
21. Moshfegh A., Farhadi M. Numerical simulation of particles dispersion and deposition in channel flow over two square cylinders in tandem // FACTA UNIVERSITATIS Series: Mechanical Engineering. 2008. Vol. 6. No. 1. Pp. 13–24.
22. Singha S., Sinhamahapatra K.P. Flow past a circular cylinder between parallel walls at low Reynolds numbers // Ocean Engineering. 2010. Vol. 37. No. 8–9. Pp. 757–769.
23. Rehim F., Aloui F., Ben Nasrallah S., Doubriez L., Legrand J. Experimental investigation of a confined flow downstream of a circular cylinder centred between two parallel walls // Journal of Fluids and Structures. 2008. No. 24. Pp. 855–882.

*Александр Михайлович Калякин, г. Саратов, Россия
Тел. моб.: +7(904)2413940; эл. почта: elevadim@gmail.com*

*Елена Вадимовна Чеснокова, г. Саратов, Россия
Тел. моб.: +7(906)3006061; эл. почта: adamas.elena@gmail.com*

© Калякин А.М., Чеснокова Е.В., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.7

Воздействие морских волн на судно, ошвартованное у причала с камерой гашения

*К.т.н., доцент К.К. Семенов,
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого
старший преподаватель В.А. Леонтьев,
д.т.н., профессор И.С. Нуднер,
Балтийский государственный технический университет "ВОЕНМЕХ" им. Д.Ф. Устинова*

Аннотация. При проектировании причальных сооружений и систем раскрепления судов у причалов требуется обеспечить выполнение условий на возможные перемещения судна. Для обоснованного выбора конструктивного решения требуется оценить характеристики воздействия морских волн на судно с учетом возникающего волнового режима. Для инженерных изысканий удобно использовать результаты численных расчетов.

В работе представлена математическая модель для расчета воздействия волн на судно, ошвартованное у причала, содержащего камеру гашения. Для построения модели применялся аналитический метод, использующий разложение по собственным функциям.

Представлены результаты расчетов, демонстрирующие влияние характеристик причала на нагрузки, испытываемые судном.

Ключевые слова: причал; камера гашения; швартовка судна; воздействие морских волн

Введение

В настоящее время в морском гидротехническом строительстве все чаще применяются частично проницаемые конструкции берегозащитных и причальных сооружений [1]. Их волногасящие свойства обеспечиваются использованием камер гашения, лицевая часть которых представляет собой решетчатые конструкции из свайных рядов. Безопасная стоянка судов у таких причалов и безаварийное проведение погрузочно-разгрузочных работ достигаются надежной системой раскрепления, схема и параметры которой назначаются с учетом действующих на судно гидродинамических сил. Наличие причала может оказывать существенное влияние на значения действующих со стороны жидкости сил. Данная работа посвящена определению взаимосвязи гидродинамических сил (возмущающих и инерционно-демпфирующих) с геометрическими параметрами и физическими характеристиками причала, включающего камеру гашения.

Обзор литературы

Воздействие морских волн на судно, расположенное у причала, определяет выбор схемы и элементов систем раскрепления, обеспечивающих выполнение условий по допускаемым перемещениям судна при выполнении на нем погрузочно-разгрузочных работ. При проектировании возникает необходимость в определении характеристик гидродинамических воздействий на судно [2]. При этом следует учитывать конструкцию причала. Искомые значения гидродинамических характеристик, как правило, получают с помощью численного или физического моделирования.

Экспериментальное исследование воздействия морских волн на судно, ошвартованное у причала, достаточно трудоемко и сопряжено с определенными сложностями в обеспечении подобия между результатами, достигнутыми в рамках физической модели, и их натурными аналогами [3–5].

К настоящему моменту основными методами математического описания подобных задач являются [6]: аналитические методы разложения по собственным функциям или построения функций Грина, численно-аналитические методы систем дискретных источников и численные методы на разностных схемах. Перечисленные методы применяются при решении задач [7–11], близких к рассматриваемой в данной статье, и позволяют достичь приемлемой точности результатов расчета.

Известны работы, посвященные воздействию волн на одиночное судно [12, 13], на судно, расположенное у причала с непроницаемой вертикальной стенкой [14], у проницаемой преграды [15, 16], у сооружения откосного профиля [17, 18]. Публикации о нагрузках на судно,

Семенов К.К., Леонтьев В.А., Нуднер И.С. Воздействие морских волн на судно, ошвартованное у причала с камерой гашения

расположенное у причала с камерой гашения, авторам неизвестны. В то же время есть практическая необходимость в рассмотрении таких вопросов. Настоящая работа посвящена решению задачи о воздействии волн на судно, расположенное у причала с камерой гашения. Представленные результаты могут быть использованы для получения инженерных рекомендаций при проектном рассмотрении систем раскрепления судов у причальных сооружений.

Постановка задачи

Взаимодействие волн с ошвартованным у причала судном исследуется при следующих предположениях: дно акватории считается горизонтальным, жидкость – идеальной и несжимаемой, ее движение – потенциальным и установившимся. Рассматривается плоская линейная задача. Судно схематизируется цилиндрическим телом прямоугольного сечения неограниченной протяженности. Причал представляет собой камеру гашения с вертикальными лицевой тонкой (пористой) и тыльной (непроницаемой) стенками.

Вводится декартова система координат Oxz , ось Ox которой совпадает с направлением распространения волн. Ось Oz проходит через центр тяжести судна вертикально вверх. Расположение судна у причала и обозначения геометрических размеров приведены на рисунке 1.

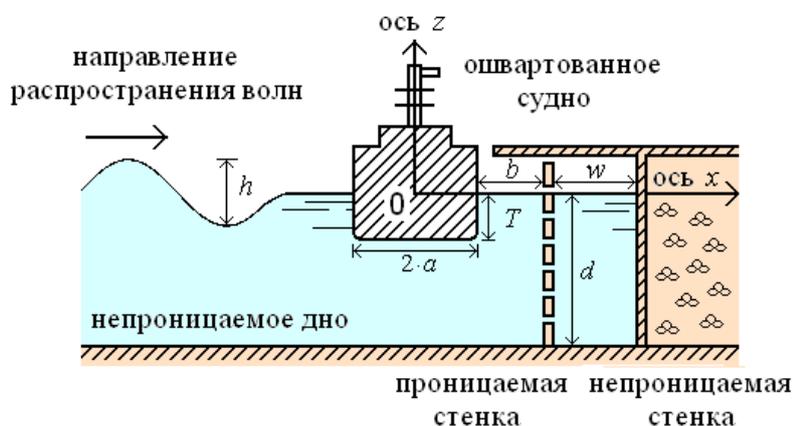


Рисунок 1. Схема расположения судна у причала

В силу линейности задача о воздействии морских волн на плавающее судно распадается на две [19]: задачу определения гидродинамических (возмущающих и инерционно-демпфирующих) сил, действующих на судно, и задачу определения параметров возникающей качки. Первая задача сводится к решению краевой задачи для уравнения Лапласа при соответствующих граничных условиях, вторая – к интегрированию системы обыкновенных дифференциальных уравнений, описывающих движение судна.

Набегающие из бесконечности волны будем описывать потенциалом скорости

$$\Phi(x, z, t) = A \cdot \operatorname{ch} [k_0 \cdot (z + d)] e^{-i(k_0 \cdot x - \sigma t)}, \quad (1)$$

где $A = \frac{g \cdot h \cdot i}{2 \cdot \sigma \cdot \operatorname{ch} [k_0 \cdot d]}$ – комплексная амплитуда; h , σ и λ – высота, частота и длина волн

соответственно; $k_0 = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda}$ – волновое число; g – ускорение свободного падения; $i = \sqrt{-1}$ – мнимая единица.

Частота волн, волновое число и местная глубина жидкости связаны между собой дисперсионным соотношением

$$\sigma^2 = g \cdot k_0 \cdot \operatorname{th} [k_0 \cdot d]. \quad (2)$$

При взаимодействии набегающих волн с ошвартованным у причала судном часть волн отражается от преград, распространяясь в обратном направлении. Набегающие волны вызывают колебания судна, которое является дополнительным источником возникновения волн. Суммарное волновое поле будет описываться функцией [19, 20]:

$$\Phi(\xi, z, t) = \Phi^d(\xi, z, t) + \Phi^s(\xi, z, t) + \Phi^e(\xi, z, t), \quad (3)$$

где $\Phi^d(\xi, z, t)$ – дифракционный потенциал скорости, описывающий движение жидкости, вызванное присутствием судна как неподвижной преграды при набегании на него исходных волн; $\Phi^s(\xi, z, t)$ – потенциал скорости, описывающий волновое движение, обусловленное вынужденными колебаниями судна при отсутствии набегающих на судно волн. В этом случае исходную задачу можно представить в виде двух задач: дифракционной задачи для функции $\Phi^d(\xi, z, t)$ и гидродинамической задачи для функции $\Phi^s(\xi, z, t)$, которые можно решать независимо одна от другой.

Функция $\Phi(\xi, z, t)$ удовлетворяет уравнению Лапласа

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (4)$$

и следующим граничным условиям:

- кинематическому и динамическому на свободной поверхности, объединенным в одно условие

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} + g \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0, \quad z = 0; \quad (5)$$

- непротекания через непроницаемые поверхности дна и причала

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0, \quad z = -d, \quad x \leq a + b + w; \quad (6)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0, \quad x = a + b + w, \quad z \in [-d, 0]; \quad (7)$$

где n – нормаль к непроницаемой поверхности;

- непротекания через поверхность S колеблющегося судна

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = u_n, \quad (\xi, z) \in S, \quad (8)$$

где $u_n(\xi, z, t)$ – нормальная составляющая скорости судна:

$$u_n(\xi, z, t) = [u_x \cdot \cos(\xi, x) + u_z \cdot \cos(\xi, z) + \omega \cdot \xi \cdot \cos(\xi, z) - z \cdot \cos(\xi, x)] \cdot \exp(\xi \cdot \sigma \cdot t), \quad (9)$$

где u_x, u_z – проекции скорости судна на оси Ox и Oz ; ω – угловая скорость колебаний судна относительно оси Oy , перпендикулярной плоскости Oxz ; $\cos(\xi, x), \cos(\xi, z)$ – направляющие косинусы нормали n ;

- на пористой стенке причала

$$\frac{\partial \Phi_-}{\partial x} = \frac{\partial \Phi_+}{\partial x} = \beta \cdot (\Phi_+ - \Phi_-), \quad (10)$$

где Φ_-, Φ_+ – значения потенциала скорости на лицевой и тыльной гранях пористой стенки; β – коэффициент, зависящий от коэффициентов сопротивления f пористой стенки, пористости ε и присоединенной массы C_m , а также от ее условной толщины b_w [21];

- на бесконечном удалении от судна (условие Зоммерфельда)

$$\Phi = A \cdot e^{-i \cdot k_0 \cdot x} + [A_0 + C_0] \cdot e^{i \cdot k_0 \cdot x} \cdot \text{ch}(\xi_0 \cdot (\xi + d)) \cdot e^{i \cdot \sigma \cdot t}, \quad x \rightarrow -\infty, \quad (11)$$

где A_0 – амплитуда отраженной волны от неподвижного судна и причала; C_0 – амплитуда волны, излучаемой колеблющимся судном при отсутствии набегающих волн.

С учетом равенства (3) потенциал скорости $\Phi(\xi, z, t)$ определяется из соотношений (4)–(11) в предположении неподвижности судна (то есть в (9) нормальная составляющая скорости $u_n = 0$ и судно не излучает волн, $C_0 = 0$). Потенциал $\Phi(\xi, z, t)$ определяется из задачи (4)–(11) в предположении, что отсутствуют набегающие и отраженные волны ($A = A_0 = 0$).

Метод решения

Для решения задачи область Ω , занятая жидкостью, представляется в виде прямоугольных подобластей Ω_j ($j = 1, 2, 3, 4$) (рис. 2).

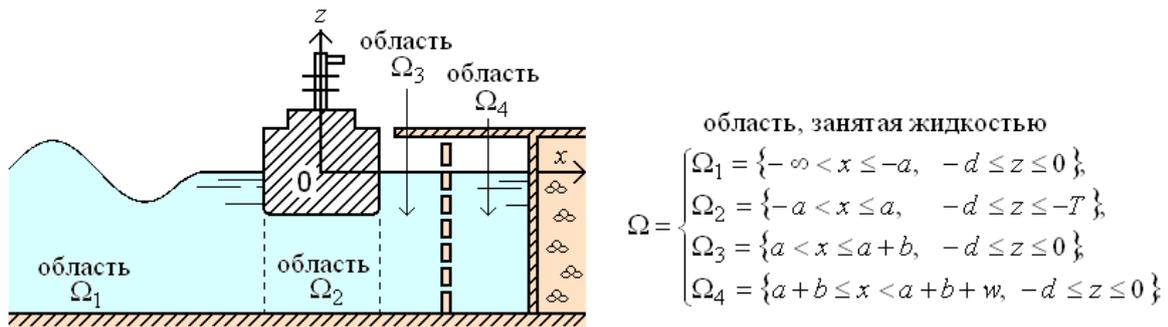


Рисунок 2. Разбиение области, занятой жидкостью

В каждой из областей Ω_j функции Φ^{\leftarrow} и Φ^{\rightarrow} определяются методом разделения переменных. Для функции $\Phi(\xi, z, t) = \Phi^{\leftarrow}(\xi, z, t) + \Phi^{\rightarrow}(\xi, z, t) + \Phi^{\leftarrow}(\xi, z, t)$ в областях Ω_j получим следующие выражения:

$$\Phi_1 = \left[A \cdot e^{-K_0 \cdot x} \cdot \cos [K_0 \cdot \xi + d] + \sum_{n=0}^{\infty} [A_n + C_n] \cdot e^{K_n \cdot x} \cdot \cos [K_n \cdot \xi + d] \right] \cdot e^{i \cdot \sigma t}, \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \Phi_2 = & \left[[A_0 + C_0] \cdot x + B_0 + D_0 + \sum_{n=1}^{\infty} G_n \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot \xi + a}{2 \cdot a} \cdot \operatorname{ch} \frac{n \cdot \pi \cdot \xi + d}{2 \cdot a} + \right. \\ & \left. + \sum_{n=1}^{\infty} \left([A_n + C_n] \cdot e^{\frac{n \cdot \pi \cdot x}{d-T}} + [B_n + D_n] \cdot e^{-\frac{n \cdot \pi \cdot x}{d-T}} \right) \cdot \cos \frac{n \cdot \pi \cdot \xi + d}{d-T} \right] \cdot e^{i \cdot \sigma t}, \end{aligned} \quad (13)$$

$$\Phi_3 = \sum_{n=0}^{\infty} [A_n + C_n] \cdot e^{K_n \cdot x} + [B_n + D_n] \cdot e^{-K_n \cdot x} \cdot \cos [K_n \cdot \xi + d] \cdot e^{i \cdot \sigma t}, \quad (14)$$

$$\Phi_4 = \sum_{n=0}^{\infty} [B_n + D_n] \cdot \operatorname{ch} [K_n \cdot \xi - a - b - w] \cdot \cos [K_n \cdot \xi + d] \cdot e^{i \cdot \sigma t}, \quad (15)$$

где $G_n = \frac{v_z \cdot a \cdot \left[(-1)^n - \omega \cdot a^2 \cdot (-1)^n \right]}{\left(\frac{n \cdot \pi}{2} \right)^2 \cdot \sinh \frac{n \cdot \pi \cdot (d-T)}{2 \cdot a}}$; $K_0 = i \cdot k_0$; значения K_n – положительные корни

уравнения $\sigma^2 = g \cdot K \cdot \operatorname{tg} [K \cdot d]$, решенного относительно K , упорядоченные по возрастанию ($n = 1, 2, \dots$), $K_1 < K_2 < \dots$; комплексные коэффициенты A_n^{\leftarrow} , B_n^{\leftarrow} , C_n^{\leftarrow} , D_n^{\leftarrow} ($j = 1, 2, 3, 4$; $n = 0, 1, 2, \dots$) – неизвестные.

Пары коэффициентов A_n и B_n определяют потенциал $\Phi(x, z, t)$, а C_n и D_n – потенциал $\Psi(x, z, t)$. Соотношения (12)–(15) описывают функцию $\Phi(x, z, t)$, если положить $C_n = D_n = 0$ ($j = 1, 2, 3, 4; n = 0, 1, 2, \dots$) и $u_x = u_z = \omega = 0$, и функцию $\Psi(x, z, t)$ при условии, что $A_n = B_n = 0$ ($j = 1, 2, 3, 4, n = 0, 1, 2, \dots$) и $A = 0$.

Для определения неизвестных коэффициентов используются условия равенства давлений $p_j(x, z, t)$ и скоростей $v_j(x, z, t)$ ($j = 1, 2, 3$) на жидких границах подобластей Ω_1 и Ω_2 , Ω_2 и Ω_3

$$p_1(a-0, z, t) = p_2(a+0, z, t), \quad v_1(a-0, z, t) = v_2(a+0, z, t), \tag{16}$$

$$p_2(-0, z, t) = p_3(+0, z, t), \quad v_2(-0, z, t) = v_3(+0, z, t), \tag{17}$$

условия непротекания жидкости через стенки контура судна и условие (10) на пористой стенке.

Используя свойство ортогональности собственных функций и условия (10), (16), (17), можно получить следующую систему алгебраических уравнений:

$$x_m e^{-K_m a} \cdot J_m - x_0 e^{-T} I_{0m} - \sum_{n=1}^{\infty} n \cdot \pi \cdot \left(x_n e^{\frac{n \cdot \pi \cdot a}{d-T}} - y_n e^{\frac{n \cdot \pi \cdot a}{d-T}} \right) \cdot I_{nm} =$$

$$= r_{1m} \cdot \left[A \cdot e^{K_0 a} + u_x \cdot J'_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{u_z \cdot a \cdot \left[\frac{1 - (-1)^n}{n \cdot \pi} \right] + \omega \cdot a^2 \cdot \left[\frac{1 + (-1)^n}{2 \cdot a} \right]}{2 \cdot \text{sh} \frac{n \cdot \pi \cdot (d-T)}{2 \cdot a}} \right] I'_{n0} - \omega \cdot J''_0, \tag{18}$$

$$x_0 e^{-K_0 a} \cdot I_{00} + x_0 e^{-T} \cdot a - y_0 e^{-T} + \sum_{n=1}^{\infty} x_n e^{-K_n a} \cdot I_{n0} = -A \cdot e^{K_0 a} \cdot I_{00}, \tag{19}$$

$$\sum_{n=0}^{\infty} x_n e^{-K_n a} \cdot I_{nm} - \frac{1}{2} \cdot x_m e^{-T} \cdot r_{2m} \cdot e^{\frac{m \cdot \pi \cdot a}{d-T}} - \frac{1}{2} y_m e^{-T} \cdot r_{3m} \cdot e^{\frac{m \cdot \pi \cdot a}{d-T}} = -A \cdot e^{K_0 a} \cdot I_{0m}, \tag{20}$$

$$\sum_{n=1}^{\infty} n \cdot \pi \cdot \left(x_n e^{\frac{n \cdot \pi \cdot a}{d-T}} - y_n e^{\frac{n \cdot \pi \cdot a}{d-T}} \right) \cdot I_{nm} - \left(x_m e^{K_m a} - y_m e^{-K_m a} \right) \cdot J_m +$$

$$+ x_0 e^{-T} I_{0m} = r_{1m} \cdot \left[u_x \cdot J'_0 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{u_z \cdot a \cdot \left[\frac{1 - (-1)^n}{n \cdot \pi} \right] + \omega \cdot a^2 \cdot \left[\frac{1 + (-1)^n}{2 \cdot a} \right]}{2 \cdot \text{sh} \frac{n \cdot \pi \cdot (d-T)}{2 \cdot a}} \right] I'_{n0} - \omega \cdot J''_0, \tag{21}$$

$$\sum_{n=1}^{\infty} \left(x_n e^{K_n a} + y_n e^{-K_n a} \right) \cdot I_{nm} - \frac{1}{2} \cdot \left(x_m e^{-T} \cdot r_{4m} \cdot e^{\frac{m \cdot \pi \cdot a}{d-T}} + y_m e^{-T} \cdot r_{3m} \cdot e^{\frac{m \cdot \pi \cdot a}{d-T}} \right) = 0, \tag{22}$$

$$\left[\text{ch}(K_m \cdot w) \cdot K_m \cdot \text{sh}(K_m \cdot w) \right] \cdot y_m - \beta \cdot \left(x_m e^{K_m \cdot (a+b)} + y_m e^{-K_m \cdot (a+b)} \right) = 0, \tag{23}$$

$$\text{sh}(K_m \cdot w) \cdot y_m + x_m e^{K_m \cdot (a+b)} - y_m e^{-K_m \cdot (a+b)} = 0, \tag{24}$$

где $m = 0, 1, 2, \dots$,

$$r_{1m} = \begin{cases} 1, & m = 0 \\ 0, & m \neq 0 \end{cases}, \quad r_{2m} = \begin{cases} -2 \cdot a, & m = 0 \\ 1, & m \neq 0 \end{cases}, \quad r_{3m} = \begin{cases} 2, & m = 0 \\ 1, & m \neq 0 \end{cases}, \quad r_{4m} = \begin{cases} 2 \cdot a, & m = 0 \\ 1, & m \neq 0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 J_n &= |K_n| \cdot \int_{-d}^0 \cos^2 [K_n \cdot \epsilon + d] dz = \frac{|K_n| \cdot d}{2} \left(1 + \frac{\sin [2 \cdot K_n \cdot d]}{2 \cdot K_n \cdot d} \right), \\
 J'_n &= \int_{-T}^0 \cos [K_n \cdot \epsilon + d] dz = \frac{\sin [K_n \cdot d] - \sin [K_n \cdot \epsilon - T]}{K_n}, \\
 J''_n &= \int_{-T}^0 z \cdot \cos [K_n \cdot \epsilon + d] dz = \frac{\sin [K_n \cdot \epsilon - T]}{K_n \cdot a} + \frac{\cos [K_n \cdot d] - \cos [K_n \cdot \epsilon - T]}{K_n \cdot a^2}, \\
 I_{mn} &= \frac{1}{d-T} \cdot \int_{-d}^{-T} \cos \frac{m \cdot \pi \cdot \epsilon + d}{d-T} \cdot \cos [K_n \cdot \epsilon + d] dz = \epsilon^m \cdot \frac{K_n \cdot \epsilon - T \cdot \sin [K_n \cdot \epsilon - T]}{[K_n \cdot \epsilon - T] - \epsilon \cdot \pi^2}, \\
 I'_{mn} &= \frac{1}{a} \cdot \int_{-d}^{-T} \operatorname{ch} \frac{m \cdot \pi \cdot \epsilon + d}{2 \cdot a} \cdot \cos [K_n \cdot \epsilon + d] dz = \frac{4}{\epsilon \cdot K_n \cdot a^2 + \epsilon \cdot \pi^2} \times \\
 &\quad \times \left[\frac{1}{2} \cdot m \cdot \pi \cdot \operatorname{sh} \frac{m \cdot \pi \cdot \epsilon - T}{2 \cdot a} \cdot \cos [K_n \cdot \epsilon - T] + K_n \cdot a \cdot \operatorname{ch} \frac{m \cdot \pi \cdot \epsilon - T}{2 \cdot a} \cdot \cos [K_n \cdot \epsilon - T] \right], \\
 n &= 0, 1, 2, \dots
 \end{aligned}$$

Система уравнений (18)–(24) построена относительно неизвестных $x_n^{(\epsilon)}$ и $y_n^{(\epsilon)}$, $j = 1, 2, 3, 4$. Система уравнений позволяет получить решения дифракционной задачи и гидродинамической задачи о колебаниях тела. Для определения неизвестных коэффициентов $A_n^{(\epsilon)}$ и $B_n^{(\epsilon)}$ необходимо в правых частях уравнений положить $u_x = u_z = \omega = 0$ и тогда $x_n^{(\epsilon)} = A_n^{(\epsilon)}$, $y_n^{(\epsilon)} = B_n^{(\epsilon)}$. Если же положить $A = 0$, то $x_n^{(\epsilon)} = C_n^{(\epsilon)}$, $y_n^{(\epsilon)} = D_n^{(\epsilon)}$. В случае, когда задано ненулевое значение амплитуды A и хотя бы одно из значений u_x , u_z , ω не равно нулю, система определяет потенциал Φ : $x_n^{(\epsilon)} = A_n^{(\epsilon)} + C_n^{(\epsilon)}$, $y_n^{(\epsilon)} = B_n^{(\epsilon)} + D_n^{(\epsilon)}$.

Система уравнений (18)–(24) является бесконечномерной. Для практического ее применения количество членов рядов ограничивалось сверху величиной $N < \infty$, то есть во всех соотношениях полагалось, что n и m принимали значения $0, 1, \dots, N$. Таким образом, поиск решений полученной системы осуществляется ее редукцией к конечной размерности N и, соответственно, заменой функциональных рядов для потенциалов скоростей в различных расчетных областях их частичными суммами N -го порядка.

После определения неизвестных коэффициентов $A_n^{(\epsilon)}$, $B_n^{(\epsilon)}$, $C_n^{(\epsilon)}$ и $D_n^{(\epsilon)}$ могут быть вычислены основные гидродинамические характеристики воздействия волны на судно, ошвартованное у причала.

Величина гидродинамического давления в произвольный момент времени t может быть определена как

$$p^{(\epsilon)}(\epsilon, z, t) = -\rho \cdot \frac{\partial \Phi^{(\epsilon)}}{\partial t} = -\rho \cdot \sigma \cdot i \cdot \Phi^{(\epsilon)}(\epsilon, z, t), \quad j = 1, 2 \tag{25}$$

Определив давление, испытываемое поверхностью судна, можем вычислить значения действующей на судно силы [19]:

$$X^{(\epsilon)} = - \int_{-T}^0 [\epsilon^{(\epsilon)}(\epsilon, z, t) \cdot p^{(\epsilon)}(a, z, t)] dz, \tag{26}$$

$$Z^{(\epsilon)} = - \int_{-a}^a p^{(\epsilon)}(\epsilon, -T, t) dx, \quad j = 1, 2. \tag{27}$$

Значения X^{ω} и Z^{ω} определяют нагрузку на судно, вызванную воздействием на него морских волн. Величины X^{ω} и Z^{ω} определяют гидродинамическую (инерционно-демпфирующую) силу, действующую на судно при его качке.

Значения X^{ω} и Z^{ω} связаны с присоединенными массами и коэффициентами сопротивления судна соотношениями [19]:

$$X^{\omega} = - \left[\mu_{22} \cdot \frac{dU_x^{\omega}}{dt} + \lambda_{22} \cdot U_x^{\omega} \right], \tag{28}$$

$$Z^{\omega} = - \left[\mu_{33} \cdot \frac{dU_z^{\omega}}{dt} + \lambda_{33} \cdot U_z^{\omega} \right], \tag{29}$$

где $U_x^{\omega} = u_x \cdot e^{i\sigma t}$, $U_z^{\omega} = u_z \cdot e^{i\sigma t}$, $X^{\omega} = X^{\omega} \cdot e^{i\sigma t}$, $Z^{\omega} = Z^{\omega} \cdot e^{i\sigma t}$, μ_{22} и μ_{33} – присоединенные массы качки судна; λ_{22} и λ_{33} – коэффициенты волнового сопротивления.

Из соотношений (28) и (29) легко вывести уравнения, разрешив которые, можно получить значения μ_{22} , λ_{22} , μ_{33} и λ_{33} .

$$X^{\omega} = -u_x \cdot \left[\sigma \cdot \mu_{22} + \lambda_{22} \right], \tag{30}$$

$$Z^{\omega} = -u_z \cdot \left[\sigma \cdot \mu_{33} + \lambda_{33} \right]. \tag{31}$$

После определения возмущающих и инерционно-демпфирующих сил по уравнениям движения судна могут быть определены его предельные перемещения, необходимые для расчета усилий в швартовых связях.

Численные результаты

Представленная математическая модель была использована для расчетов, выполненных с целью оценки границ влияния причала на испытываемые судном нагрузки. Ниже приведены примеры расчетов зависимостей горизонтальной составляющей силы, действующей на судно, от различных параметров задачи.

Для выполненных расчетов были приняты следующие значения параметров (кроме варьируемого).

- геометрия задачи: $a = 15$ м; $b = 5$ м; $d = 20$ м; $T = 4$ м; $b = 5$ м; $w = 5$ м;
- параметры пористой стенки: $b_w = 1,0$ м; $\varepsilon = 0,5$; $f = 2,0$; $C_m = 1,0$;
- количество членов ряда: $N = 25$.

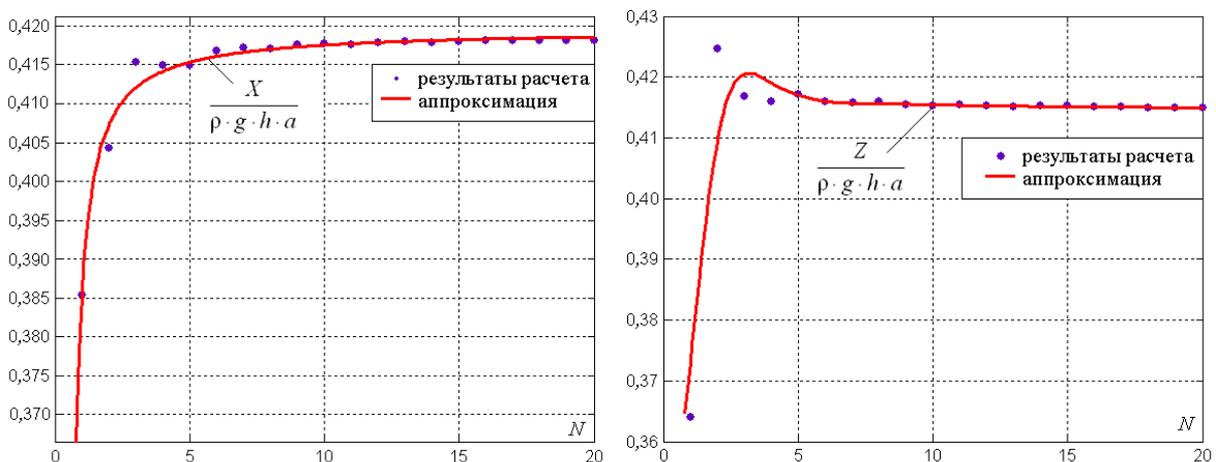


Рисунок 3. Зависимость значения составляющих X и Z возмущающей силы от числа N слагаемых в рядах

Рисунок 3 демонстрирует уточнение результата расчета с ростом числа членов рядов в представленных выше соотношениях для горизонтальной и вертикальной составляющих силового воздействия морских волн на судно. Видим, что уже при сравнительно небольших значениях N результат расчета перестает значительно изменяться. Приемлемыми являются значения $N \geq 5$. Таким образом, взятое значение $N = 25$ обеспечивает пренебрежимо малую погрешность от замены рядов с бесконечным числом слагаемых на их конечные суммы.

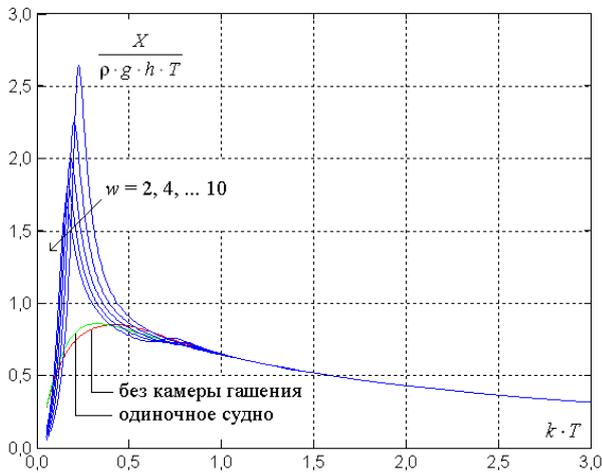


Рисунок 4. Зависимость горизонтальной составляющей возмущающей силы от ширины камеры гашения

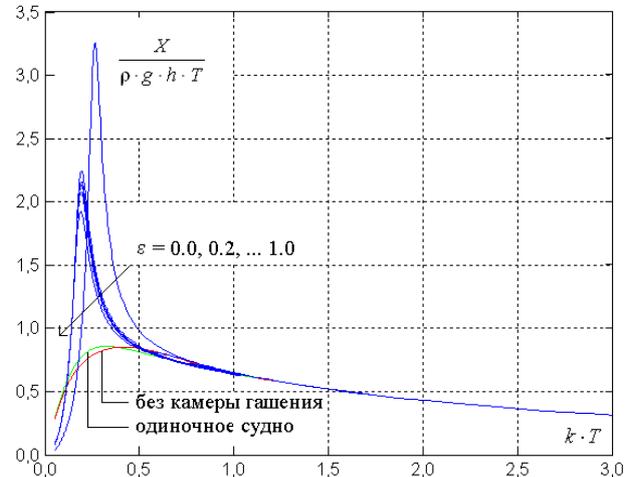


Рисунок 5. Зависимость горизонтальной составляющей возмущающей силы от пористости лицевой грани причала

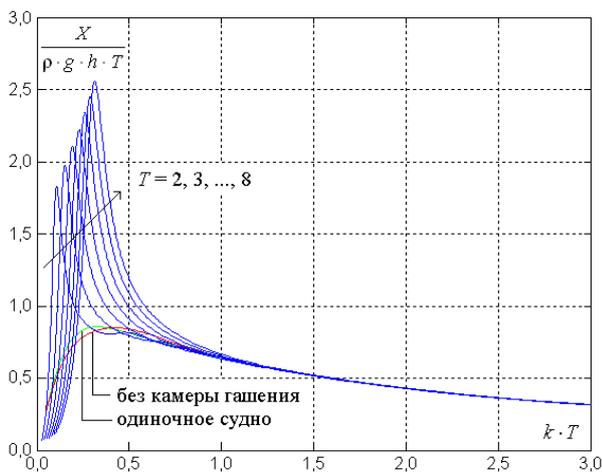


Рисунок 6. Зависимость горизонтальной составляющей возмущающей силы от осадки судна

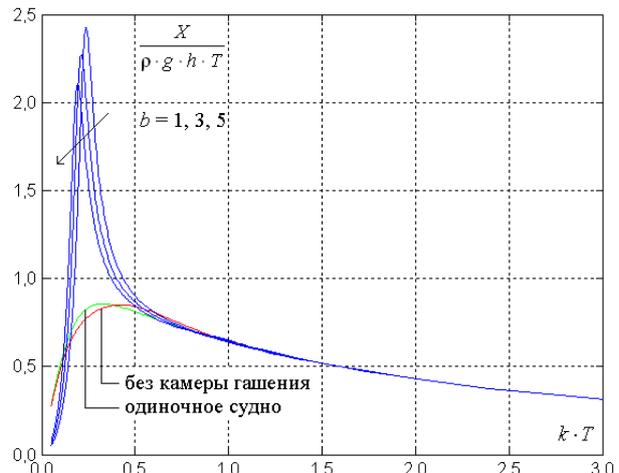


Рисунок 7. Зависимость горизонтальной составляющей возмущающей силы от расстояния между судном и лицевой гранью причала

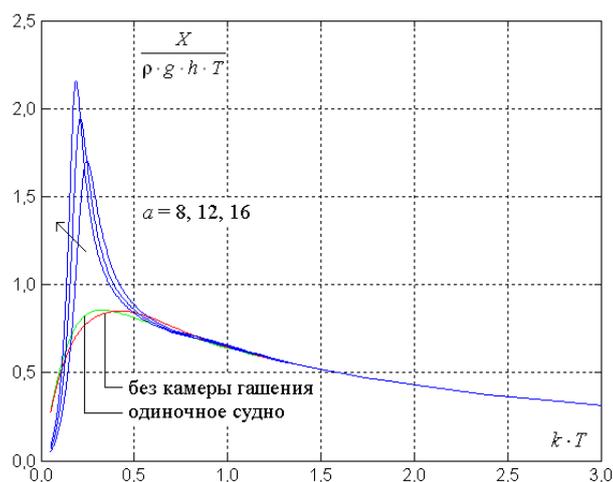


Рисунок 8. Зависимость горизонтальной составляющей возмущающей силы от полуширины судна

На рисунках 4–8 представлены зависимости амплитуды X горизонтальной составляющей силы, действующей на судно, от воздействия морских волн, от различных геометрических параметров задачи и характеристик причала в широком диапазоне значений волнового числа k . Для удобства сопоставления на рисунки нанесены также зависимости величины X от k для одиночно стоящего судна (в отсутствие причала) и в ситуации, когда причал представляет собой только пористую проницаемую вертикальную стенку (без камеры гашения за ней). Оба эти варианта предполагают, что берег бесконечно далеко удален от судна и стенки. Расчеты данных случаев велись в рамках математических моделей, представленных в работах [22–24].

Видим, что наличие камеры гашения существенно сказывается в диапазоне значений $k \cdot T$ от 0,1 до 0,5. Из зависимостей также видно влияние волногасящих свойств камеры. В случае, когда лицевая грань причала представляет собой непроницаемую вертикальную стенку (когда коэффициент пористости лицевой грани $\varepsilon = 0,0$), судно испытывает большие нагрузки (для приведенного примера – приблизительно в 1,5 раза). Видим, что правильный выбор проектных размеров причала позволяет уменьшить нагрузки, испытываемые судном.

Заключение

В работе представлена математическая модель, описывающая воздействие морских волн на судно, стоящее у причала с камерой гашения. Модель учитывает геометрические размеры камеры гашения и физические характеристики лицевой пористой стенки (коэффициенты сопротивления и пористости, присоединенную массу). Представленные соотношения позволяют выполнить расчет нагрузок (возмущающих сил) на судно и его гидродинамических характеристик (присоединенные массы и коэффициенты сопротивления). В качестве примера представлены результаты расчетов по приведенной модели.

Литература

1. Макаров К. Н. Математическое моделирование в морской гидротехнике. Сочи: Изд-во Сочинского государственного университета туризма и курортного дела, 2008. 397 с.
2. РД 31.33.03-88. Рекомендации по определению допустимых ветро-волновых условий при проектировании морских портов. М., 1989. 80 с.
3. Frostick L.E., McLelland S.J., Mercer T.G. User guide to physical modelling and experimentation: Experience of the HYDRALAB Network. Leiden: CRC Press/Balkema, 2011. 245 p.
4. Fonseca N., Guedes Soares C. Experimental Investigation of the Nonlinear Effects on the Vertical Motions and Loads of a Containership in Regular Waves // Journal of Ship Research. 2004. Vol. 48. No. 2. Pp. 118–147.
5. Faltinsen O. Sea loads on ships and offshore structures. Vol. 1. Cambridge: Cambridge university press, 1993. 332 p.

6. Linton C.M., McIver P. Handbook of Mathematical Techniques for Wave/Structure Interactions // Chapman & Hall / CRC, 2001. 624 p.
7. Zheng Y.H., Shen Y.M., Tang J. Radiation and diffraction of linear water waves by an infinitely long submerged rectangular structure parallel to a vertical wall // Ocean Engineering. 2007. No. 34. Pp. 69–82.
8. Chong W., Watanabe E., Utsunomiya T. An eigenfunction expansion-matching method for analyzing the wave-induced responses of an elastic floating plate // Applied Ocean Research. 1995. No. 17. Pp. 301–310.
9. Vasyuk S.M., Maximov V.V., Nudner I.S., Puchkov V.S. To the problem of calculation of pitch of buoyant object moored to stationary and floating berth // International Symposium on Ship Hydrodynamics (ISSH) devoted to 85th anniversary of birthday of Abram M. Basin, St. Petersburg, 1995. Pp. 238–244.
10. Prpić-Oršić J., Slapničar V., Turk A. Berth Operability Estimation Related to Ship Motion // Transactions of FAMENA. 2014. Vol. 38(1). Pp. 13–24.
11. Van Oortmerssen G. Forces related to motions of moored ships/analytical methods of moored ship motions // Advances in Berthing and Mooring of Ships and Offshore Structures. Springer, Netherlands. 1988. Pp. 265–281.
12. Ohkusu M. Ship motion in vicinity of a structure // Proceedings of the 1st International Conference on Behavior of Offshore Structures // The Norwegian Institute of Technology. 1974. Vol. 1. Pp. 284–306.
13. Lee Jaw-Fang. On the heave radiation of a rectangular structure // Ocean Engineering. 1995. Vol. 22(1). Pp. 19–34.
14. Hsu H.-H., Wu Y.-C. The hydrodynamic coefficients for an oscillating rectangular structure on a free surface with sidewall // Ocean Engineering. 1997. Vol. 24(2). Pp. 177–199.
15. Yang H.T.O., Huang L.H., Hwang W.S. The interference of a semi-submerged obstacle on the porous breakwater // Applied Ocean Research. 1997. No. 19. Pp. 263–273.
16. Hsu H.-H., Wu Y.-C. Scattering of water wave by a submerged horizontal plate and a submerged permeable breakwater // Ocean Engineering. 1999. No. 26. Pp. 325–341.
17. Ferreira M.D., Newman J.N. Diffraction effects and ship motions on an artificial seabed // Proceedings of the 24th International Workshop on Water Waves and Floating Bodies, 19-22 April, Zelenogorsk, Russia. 2009. 216 p.
18. Sakakibara S., Kubo M. Effect of structure types of quay wall on moored ship motions // Coastal Engineering Journal. 2008. No. 50(1). Pp. 101–122.
19. Хаскинд М. Д. Гидродинамическая теория качки корабля. М.: Наука, 1973. 328 с.
20. Ньюмен Дж. Морская гидродинамика / Перевод с английского. Л.: Судостроение, 1985. 368 с.
21. Yu X. Diffraction of water waves by porous breakwaters // Journal of Waterway, Port and Coastal Ocean Engineering. 1995. Vol. 121(6). Pp. 275–282.
22. Леонтьев В.А., Нуднер И.С., Семенов К.К. Взаимодействие волн с плавающим телом, расположенным у пористой стенки // Труды XI Всероссийской конференции «Прикладные технологии гидроакустики и гидрофизики». СПб.: Наука, 2012. С. 204–207.
23. Леонтьев В.А., Нуднер И.С., Семенов К.К. Взаимодействие морских волн с судном, закрепленным у причала // Труды Международной конференции «Математические и информационные технологии, MIT-2013», Врнячка Баня, Сербия – Будва, Черногория. 2013. С. 386–396.
24. Shchemelinin L.G., Leontiev V.A., Nudner I.S., Semenov K.K. Berth influence on wave loads on the moored ship near it // Proceedings of the 25th (2015) International Ocean and Polar Engineering Conference ISOPE-2015, to be published.

*Константин Константинович Семенов, г. Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)7320171; эл. почта: semenov.k.k@gmail.com*

*Виктор Александрович Леонтьев, г. Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)7057292; эл. почта: leontiev.vict@yandex.ru*

*Игорь Сергеевич Нуднер, г. Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)7528499; эл. почта: igor_nudner@mail.ru*

© Семенов К.К., Леонтьев В.А., Нуднер И.С., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.8

Волнозащитные наброски в корневых частях портовых молов

*Д.т.н., заведующий кафедрой К.Н. Макаров,
аспирант А.Г. Чеботарев,
Сочинский государственный университет*

Аннотация. По данным лабораторного моделирования установлено, что защитные наброски из фасонных блоков в корневых частях портовых молов при косом подходе волн и отсутствии пляжа подвергаются значительным волновым воздействиям и теряют устойчивость. При этом масса блоков, необходимая для устойчивости сооружения, оказывается существенно большей, чем расчетная по нормативным документам.

Это объясняется интерференцией прямых и отраженных волн. При полном отражении волн от молов высота волны, воздействующей на наброску, оказывается в 2 раза больше исходной. При неполном отражении высота интерферирующей волны зависит от угла подхода волны и конструкции мола.

Даются теоретическое обоснование и методика расчета. Приводятся результаты численных экспериментов.

Ключевые слова: портовые молы; защитная наброска; волновые воздействия; устойчивость фасонных блоков

Введение

Для защиты корневых частей портовых молов от разрушения штормовым воздействием применяются волногасящие наброски из камня, обыкновенных или фасонных блоков (тетраподов, гексабитов и других).

Масса предельного равновесия m или m_z элементов волногасящих набросков в зависимости от высоты h и длины λ расчетной волны определяется согласно [1]:

- при расположении камня или блока на участке откоса от верха сооружения на глубине $z \leq 0.7h$ по формуле:

$$m = \frac{3.16k_{fr}\rho_m h^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^3 \varphi}} \sqrt{\frac{\lambda}{h}}, \quad (1)$$

- при $z > 0.7h$ по формуле:

$$m_z = m e^{-\frac{7.5z^2}{h\lambda}}, \quad (2)$$

где k_{fr} – коэффициент, принимаемый по таблице 1; ρ_m – плотность камня или материала блока; ρ – плотность воды; φ – угол наклона откоса наброски к горизонту.

Таблица 1. Значения коэффициента k_{fr} для камня, обыкновенных бетонных и фасонных блоков

Элементы крепления	Коэффициент k_{fr}	
	При наброске	При укладке
Камень	0,025	-
Обыкновенные бетонные блоки	0,021	-
Тетраподы и другие фасонные блоки	0,008	0,006

В документах [2, 3] приводится несколько иная формула для определения массы равновесия камня или блока. Кроме того, в них рекомендуется при косом подходе волн к сооружению уменьшать расчетную массу блоков путем ее умножения на коэффициент $k_{\beta} = (0.4 + 0.6 \cos \beta)$, где β – угол между лучом волны и нормалью к оси сооружения.

Здесь следует отметить, что в документе [1] рекомендуется при особых условиях уточнять коэффициент k_{fr} по данным лабораторных исследований. Таким образом, в нормативном Макаров К.Н., Чеботарев А.Г. Волнозащитные наброски в корневых частях портовых молов

документе не исключается возможность появления ситуаций, когда расчеты по формулам (1), (2) могут не соответствовать результатам экспериментов.

Поскольку волногасящие наброски корневых частей молов располагаются, как правило, в прибойной зоне, на них следует распространять рекомендации [2, 5] об увеличении в этой зоне расчетной массы элементов набросок на 15 %. При этом элементы наброски с максимальной расчетной массой следует располагать по всей длине защищаемого откоса от гребня сооружения до его основания.

Заложения морских откосов набросок рекомендуется принимать для камня в пределах 1:1.5...1:3 [4], для бетонных массивов или фасонных блоков – в пределах 1:1...1:2 [2]. Ширину гребня набросных сооружений согласно [6] следует принимать равной $b_r = 0.06\lambda$, где λ – длина расчетной волны на подходе к сооружению.

Приведенные рекомендации российских нормативных документов в целом соответствуют аналогичным требованиям, принятым за рубежом [7–13].

В то же время как в России, так и в других странах продолжают теоретические и экспериментальные исследования взаимодействия волн с набросными конструкциями. При этом, с одной стороны, исследуется влияние формы массивов и их пористости, уклонов наброски и ширины ее гребня на устойчивость блоков и волногасящие свойства сооружений [14–19]. С другой стороны, анализируется влияние конструкций набросных сооружений, углов подхода волн к ним и характера волнения на устойчивость сооружений в целом и изменение кинематической, групповой и энергетической структуры волн [20–30]. Следует отметить, что исследования, особенно численные, ведутся в основном для фронтального подхода волн к сооружению (одномерная задача), который ошибочно считается наиболее опасным с точки зрения устойчивости набросок.

Ниже приводятся результаты исследований взаимодействия волн с набросными конструкциями на плоской и пространственной гидравлических моделях. Дается их теоретическое обоснование с использованием двумерной линейной модели, основанной на теории волн малой амплитуды.

Результаты лабораторных исследований

Как показали экспериментальные исследования, соблюдение всех приведенных выше рекомендаций нормативных документов не всегда обеспечивает устойчивость волнозащитных набросок в корневых частях портовых молов.

Так, при проектировании гидротехнических сооружений транспортно-перегрузочного комплекса на мысе Ая в районе порта Ванино, Хабаровский край, одной из задач было обоснование конструкции укрепления корневой части сплошного мола-причала (рис. 1).

По результатам математического моделирования волновой обстановки в районе причала были определены расчетные элементы волн 1 % обеспеченности в системе расчетного шторма повторяемостью 1 раз за 50 лет от ССВ направления по линии первого обрушения, воздействующих на корневую его часть со стороны открытого моря. Эти элементы следующие: критическая глубина $d_{cr} = 7.7$ м, высота волны при обрушении $h_{cr1\%} = 6.5$ м, средняя длина $\lambda_{cp} = 92$ м, средний период $T_{cp} = 9.7$ с.

По результатам расчетов устойчивости фасонных блоков с учетом их расположения в прибойной зоне для укрепления корневой части мола со стороны открытого моря была рекомендована наброска фасонных блоков (тетраподов или гексабитов) массой 13 т с уклоном 1:2 и шириной по верху 9.2 м.

Для проверки предложенных решений было выполнено гидравлическое моделирование в волновом лотке и в бассейне Научно-исследовательского центра «Морские берега» (филиал ОАО ЦНИИС), г. Сочи.

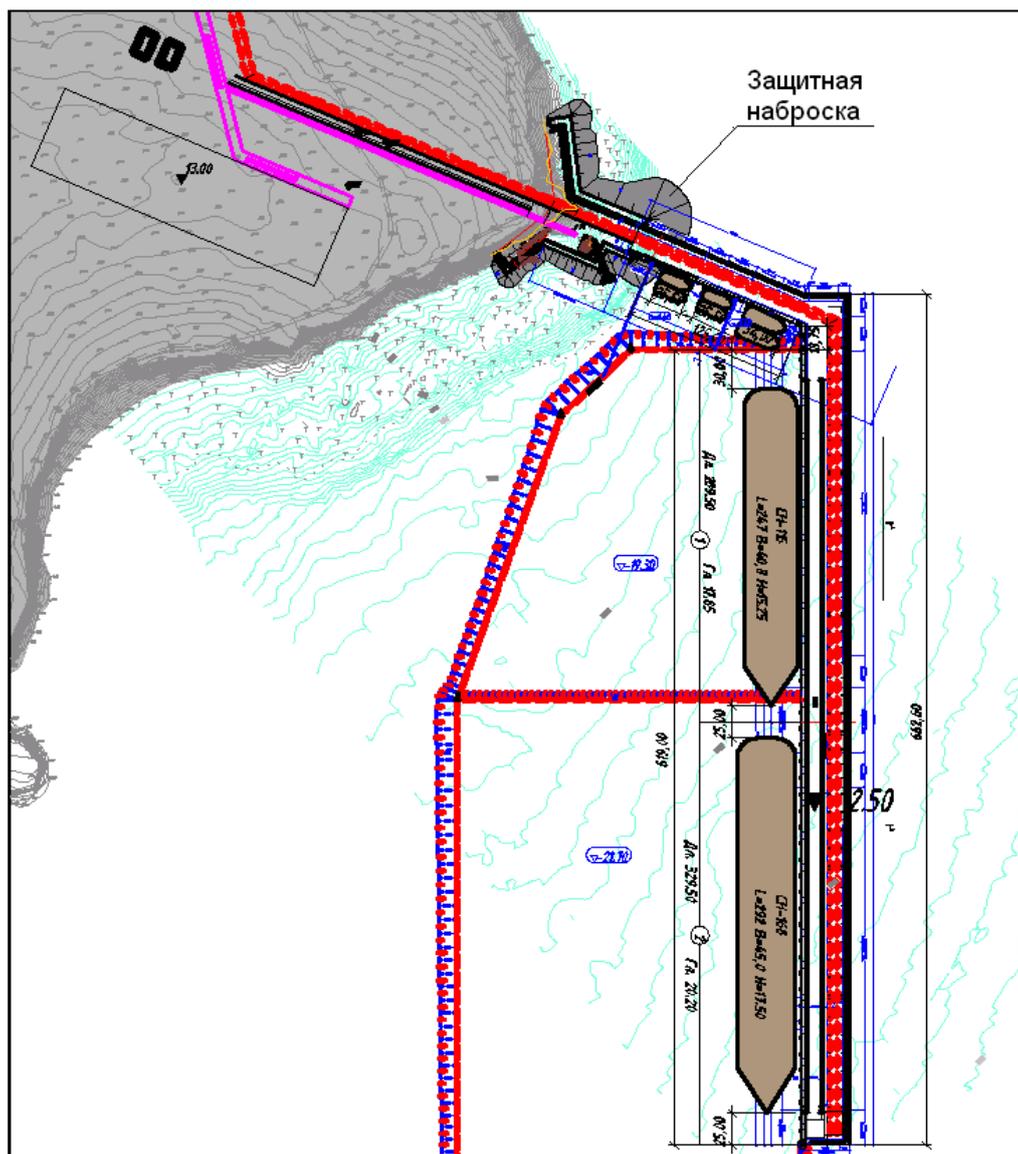


Рисунок 1. Схема гидротехнических сооружений транспортно-перегрузочного комплекса на мысе Ая в районе порта Ванино

Экспериментальный лоток имеет длину 20 м, ширину 0,6 м, высоту стенок 1,0 м. Волны генерировались щитовым волнопродуктором, установленным в прямке у одной из торцевых стенок. Геометрический масштаб модели с учетом размеров волнового лотка и моделируемых сооружений принят равным $M = 1:44$. Измерения параметров волн проводились с использованием емкостных волнографов типа ДУЕ-1. Обработка результатов выполнялась с помощью измерительной системы, состоящей из персональной ЭВМ с программой для обработки данных, соединенной с аналого-цифровым преобразователем. Уровень наполнения лотка водой соответствовал расчетному уровню моря 5 % обеспеченности из наивысших годовых, который равнялся $-0,32$ м в Балтийской системе высот. Параметры волн задавались по данным математического моделирования.

По результатам исследований в волновом лотке было установлено, что тетраподы массой 13 т оказались не устойчивы. Таким образом, результаты опытов, на первый взгляд, противоречили теоретическим представлениям и нормативным документам [1–3, 5].

Однако, как было сказано выше, в [1] указано на необходимость при сложном рельефе дна уточнять коэффициент устойчивости фасонных блоков k_{fr} по данным опытов.

Поскольку рельеф с морской (северной) стороны проектируемого причала весьма сложный, дно имеет переменный уклон и резкий перепад глубин вблизи основания откосного укрепления, окончательное проектное решение должно было быть принято по данным экспериментальных исследований на гидравлических моделях.

Пространственное моделирование выполнялось в глубоководном волновом бассейне. Бассейн в плане имеет форму равнобокой трапеции с основаниями 41 и 25 м и расстоянием между ними 31,5 м. Высота стенок бассейна 1,7 м. Бассейн оснащен передвижными волнопродукторами, которые представляют собой группу однотипных установок, обеспечивающих возвратно-поступательное движение щитов. Привод волнопродуктора включает электродвигатель постоянного тока мощностью 17 кВт и механическую трансмиссию, с помощью которой можно регулировать частоту и амплитуду колебаний щита. С целью исключения отражения волн от задней стенки бассейна отсыпалась волногасящая берма. С учетом размеров бассейна и моделируемого участка берега геометрический масштаб модели был принят $m_r = 1:60$. Тогда в соответствии с критерием Фруда масштаб массы элементов волногасящей наброски $m_m = 1:60^3$. Измерения параметров волн выполнялись той же измерительной системой, что и в лотке.

По результатам исследований на плоской модели при моделировании в волновом бассейне масса тетраподов в откосном укреплении была увеличена до 20 т.

Кроме того, поскольку головная часть укрепления выходит на глубины до 24 м (рис. 2), было решено на модели воспроизвести наиболее жесткие условия подхода неразрушенной волны высотой 7,7 м, длиной 121 м с периодом 9,7 с.

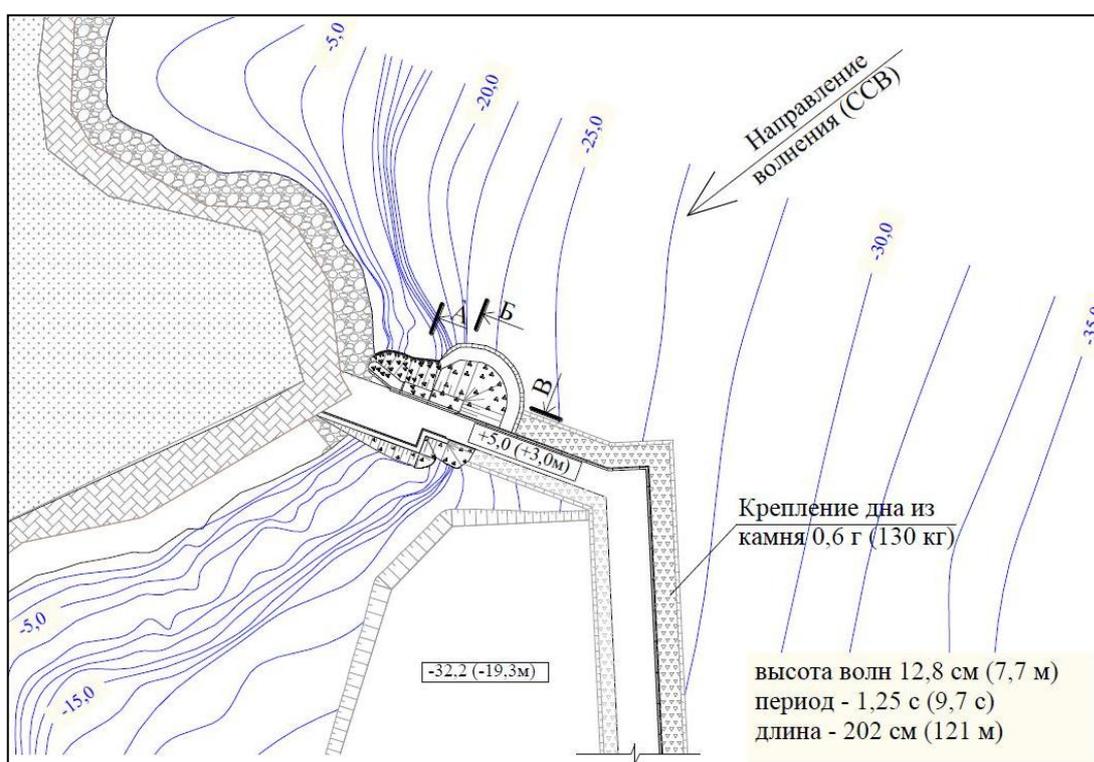


Рисунок 2. Фрагмент плана гидравлической модели в волновом бассейне

При таких волновых параметрах теоретически (по формуле (1) с учетом увеличения массы на 15 % в прибойной зоне) фасонные блоки должны быть устойчивы в наброске с уклоном 1:2 при массе 20 т.

Профили гидравлической модели при первом опыте с головной частью наброски из тетраподов массой 20 т приведены на рисунке 3.

В первом опыте при воздействии волн на откосное сооружение наблюдались интерференция прямой и отраженной волн и потеря устойчивости внешних тетраподов массой 20 т, а затем и внутренних тетраподов массой 13 т. Откосное сооружение во время опыта было разрушено.

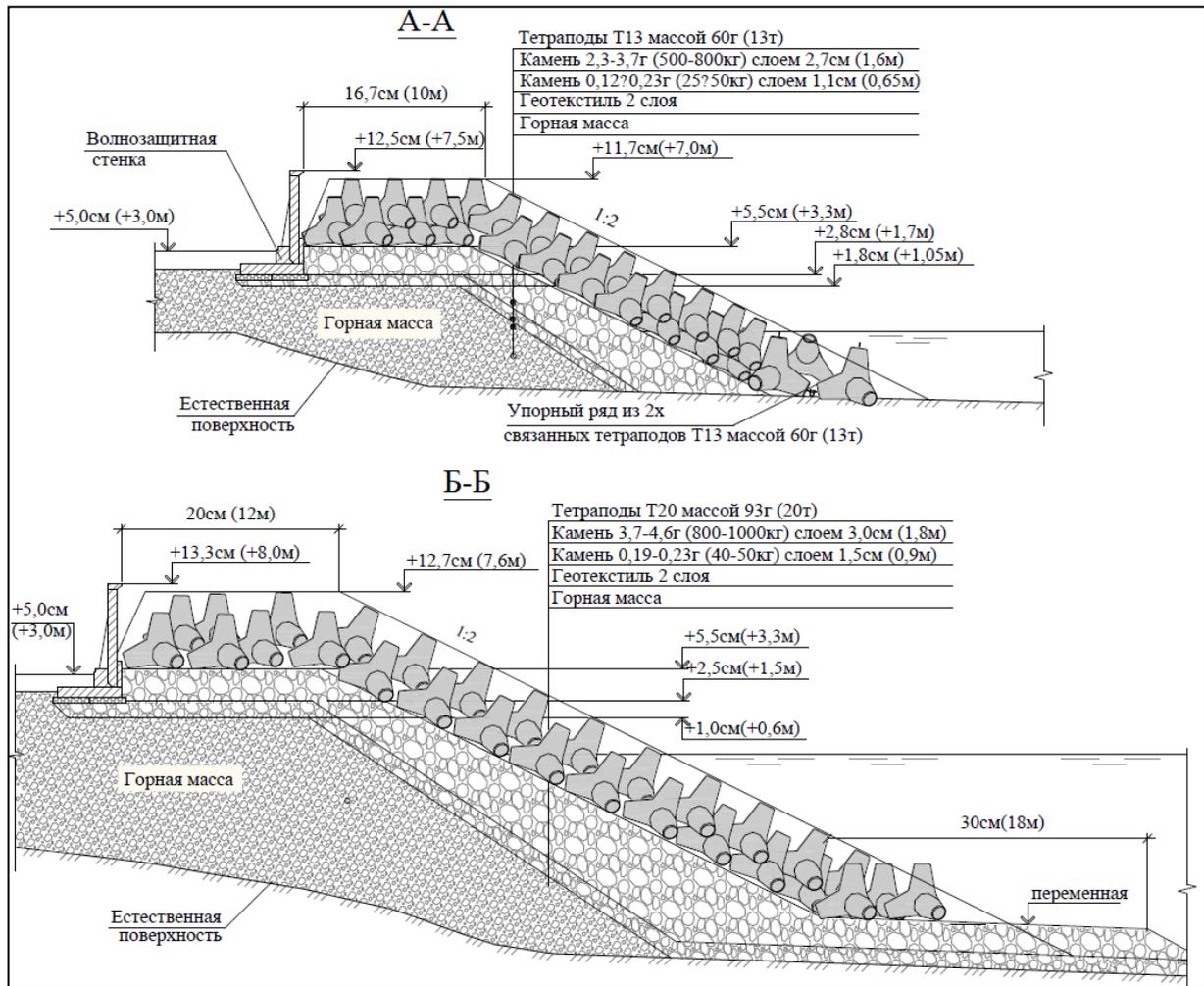


Рисунок 3. Профили А-А и Б-Б на гидравлической модели в первом опыте с тетраподами массой 20 т в головной части защитной наброски

Далее с целью определения оптимального конструктивного решения, при котором откосное сооружение было бы устойчиво к воздействию расчетных волн, были проведены 20 опытов. В них варьировались следующие параметры конструкции:

- уклоны откосов (1:2, 1:3) на разных участках сооружения;
- типы элементов крепления откосов (тетраподы, гексабиты);
- масса элементов крепления откосов;
- количество и толщина слоев элементов наброски (укладки);
- ширина полки откосного сооружения;
- упорный пояс на разных участках сооружения.

По результатам экспериментов было установлено, что даже при наличии в головной части наброски гексабитов массой 40 т с уклоном 1:2 сооружение разрушается под воздействием расчетного волнения (рис. 4).

Во всех опытах причиной разрушения конструкции оказывалась потеря устойчивости нижних рядов фасонных массивов в головной части сооружения, подвергающихся воздействию интерферирующей волны. Поэтому в последующих экспериментах, во-первых, сократили длину наброски вдоль мола, во-вторых, в головной части перед сооружением установили упорный свайный ряд. На рисунках 5, 6 показаны волновое воздействие на сооружение во время опыта и его вид после окончания опыта.

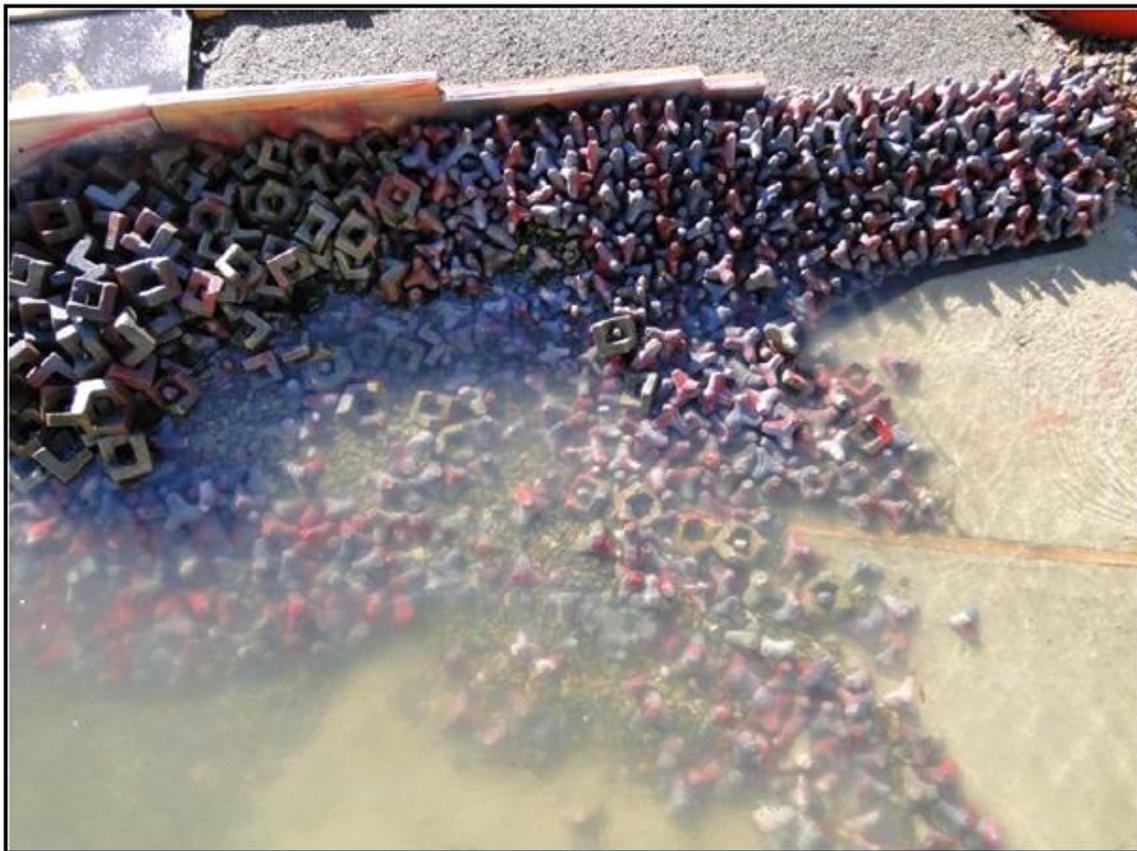


Рисунок 4. Вид сооружения по окончании опыта с наброской гексабитов в головной части массой 40 т



Рисунок 5. Волновое воздействие на сооружение во время опыта с упорным рядом свай

Макаров К.Н., Чеботарев А.Г. Волнозащитные наброски в корневых частях портовых молов



Рисунок 6. Вид сооружения с упорным рядом свай в конце опыта

По результатам выполненных экспериментальных исследований для дальнейшего проектирования была рекомендована конструкция укрепления корневой части мола в виде защитной наброски из гексабитов массой 40 т в головной ее части со свайным упорным рядом (рис. 7).

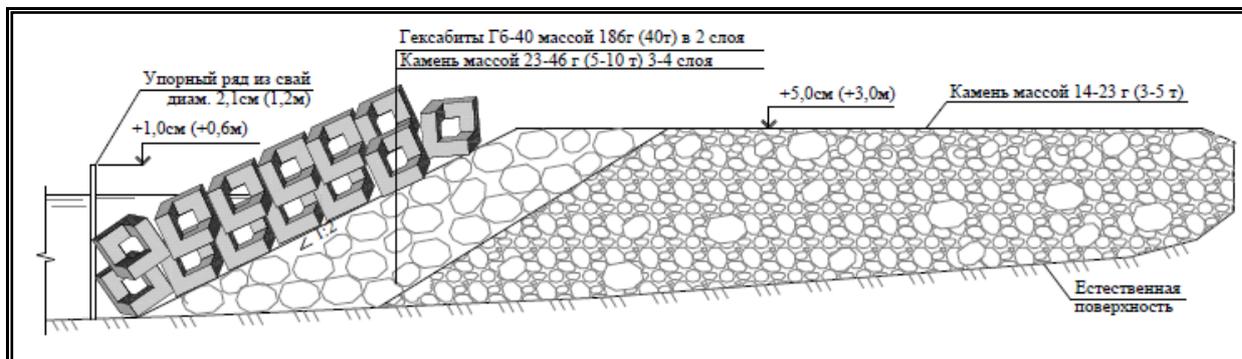


Рисунок 7. Конструкция головной части сооружения с упорным рядом свай

При гидравлическом моделировании мола-причала (рис. 5) отмечалось образование ударной струи интерферируемых волн, которая и вызывала разрушения сооружений.

Таким образом, данные экспериментальных исследований показали, что при значительных глубинах перед откосными укреплениями в корневых частях портовых молв и косом подходе волн к ним имеют место значительные волновые воздействия на эти участки. При этом для обеспечения устойчивости элементов волногасящих набросок необходимо существенно увеличивать их массу по сравнению с расчетной по нормативным документам.

Следует отметить, что ранее ни в отечественных, ни в зарубежных источниках [17–30] указанный эффект снижения устойчивости фасонных блоков в набросках корневых частей молв не отмечался.

Теоретическое обоснование экспериментальных данных и примеры расчетов

Для теоретического обоснования результатов экспериментальных исследований рассмотрим косое отражение волн от мола, корневая часть которого подлежит защите (рис. 8) [31–33].

Если ось y направить вдоль мола, ось x – перпендикулярно к ней, то при условии равенства угла падения углу отражения выражения для уровня свободной поверхности падающей и отраженной волн при полном отражении (рис. 8а) запишутся следующим образом:

$$\begin{aligned}\eta_n &= (A_n) \cos[mt - k(x \cos \alpha) + y \sin \alpha], \\ \eta_{от} &= (A_{от}) \cos[mt - k(-x \cos \alpha) + y \sin \alpha],\end{aligned}\quad (3)$$

где α – угол между осью x и лучом падающей волны; $A_n = A_{от} = h/2$ – амплитуды прямой и отраженной волн при полном отражении; h – высота волны; $m = 2\pi/T$; T – период волны; $k = 2\pi/\lambda$; λ – длина волны. Угол пересечения рассматриваемых волн друг с другом $\delta = 180^\circ - 2\alpha$.

Уровень свободной поверхности η , являющийся результатом интерференции падающей и отраженной волн, выразится в виде:

$$\eta = \eta_n + \eta_{от} = h \cos k' x \cos(mt - k'' y), \quad (4)$$

где $k' = k \cos \alpha$, $k'' = k \sin \alpha$.

Суммарное колебание уровня можно представить себе как прогрессивную волну длиной

$$\lambda'' = \lambda \sin \alpha, \quad (5)$$

движущуюся вдоль оси y , с амплитудой, косинусоидально изменяющейся вдоль оси x .

Максимальные значения амплитуда имеет при $x = -n\pi/k'$ (где $n = 0, 1, 2, \dots$), в то время как при $x = -(2n+1)\pi/2k'$ уровень будет неизменно оставаться в среднем положении. Водная поверхность покрыта поднятиями и впадинами в шахматном порядке, и вся эта система перемещается вдоль мола со скоростью $c'' = c_0 \sin \alpha = c_0 \cos(\delta/2)$, где $c_0 = (gd)^{0.5}$ – скорость каждой из первоначальных падающей и отраженной волн, d – глубина.

На рисунке 8а схематично показан результат интерференции для момента $t = 0$ при $h = 20$ и $\alpha = 30^\circ$ (т.е. $\delta = 120^\circ$). Полученная картина рельефа поверхности симметрична относительно линии $x = -n\pi/k'$. Как видно из рисунка 8а, при полном отражении волн ($k_{ref} = 1$), подходящих к молу под углом $\alpha = 30^\circ$, на наброску будет воздействовать волна с высотой, в 2 раза превышающей исходную.

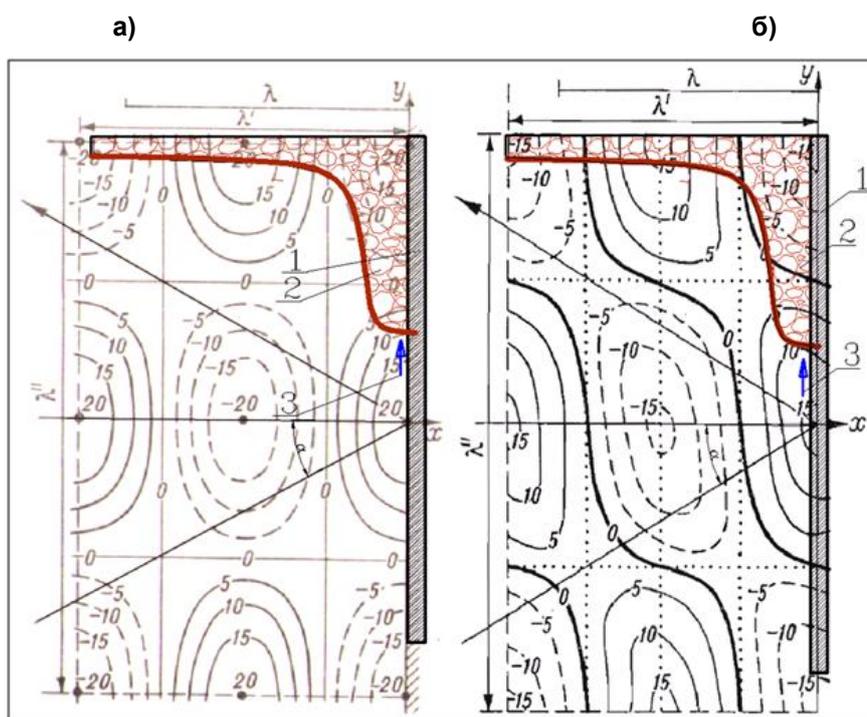


Рисунок 8. Полное (а) и неполное (б) косое отражение волн от оградительного мола: 1 – мол; 2 – защитная наброска, 3 – интерферированная волна, воздействующая на головную часть наброски

Если мол имеет волногасящую конструкцию (откос, защита наброской на всем протяжении, свайная стена малой сквозности), то отражение волн от него будет неполным, $k_{ref} < 1$. Тогда амплитуда отраженной волны будет меньше амплитуды исходной волны: $A_{от} = k_{ref} A_{п}$.

В этом случае волновое поле в окрестности мола будет иметь вид, показанный на рисунке 8б. Выражение для уровня свободной поверхности [31]:

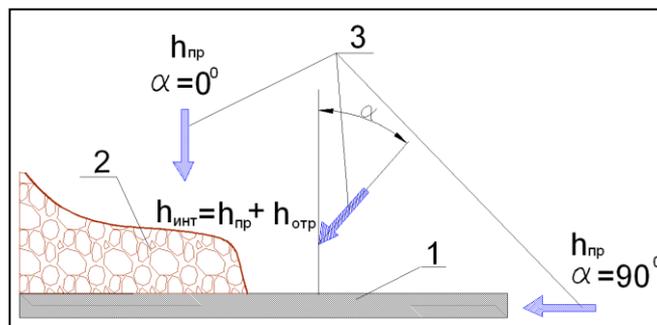
$$\eta = (A_{п} + A_{от}) \cos k'x \cos(mt - k'y) + (A_{п} - A_{от}) \sin k'x \sin(mt - k'y). \quad (6)$$

На рисунке 8б показан результат кривой интерференции волн при прежних значениях h и α и $k_{ref} = 0.5$. Неравенство амплитуд интерферирующих волн приводит к некоторому «размыву» рельефа свободной поверхности. Поднятия и впадины сливаются в длинные гребни и ложбины, вытянутые в общем случае вдоль гребней падающей, то есть большей волны. Вся картина по-прежнему смещается вдоль оси y со скоростью $c'' = c_0 \sin \alpha$.

Из приведенных теоретических положений следует, что при расчете массы предельного равновесия элементов оголовка волногасящей наброски корневой части мола при косом подходе волн к молу в качестве расчетных следует принимать высоту и длину интерферирующей волны, определяемые по формулам (4)–(6).

В расчете можно выделить 3 варианта подхода волны к сооружению (рис. 9).

1. Луч волны идет перпендикулярно к оси мола, $\alpha = 0^\circ$. Тогда наибольшие нагрузки испытывает боковая часть наброски. Расчетной является прямая волна с элементами $h_{пр}, \lambda$.
2. Луч волны идет параллельно оси мола. Наибольшие нагрузки испытывает головная часть наброски $\alpha = 90^\circ$. Расчетной является прямая волна с элементами $h_{пр}, \lambda$.
3. Луч волны идет под углом к оси мола $0 < \alpha < 90^\circ$. Наибольшие нагрузки испытывает головная часть наброски. Расчетной является интерферирующая волна с элементами $h_{инт} = h_{пр} + h_{отр}, \lambda''$, определяемыми по формулам (4)–(6).



**Рисунок 9. Варианты подхода луча волны к оси мола:
1 – мол, 2 – защитная наброска, 3 – луч волны**

При изменении угла α от 0° до 90° расчетная масса наброски вначале увеличивается до некоторой максимальной величины, а затем уменьшается.

Коэффициент отражения волн от мола k_{ref} рассмотрим для трех случаев.

1. Мол имеет сплошную конструкцию. Тогда коэффициент отражения волн от него может быть определен по формуле [1]:

$$k_{ref} = k_r k_p k_{ref,i} \sqrt{\cos \theta_r}, \quad (7)$$

где k_r, k_p – коэффициенты шероховатости и проницаемости поверхности ограждающего сооружения, определяемые по специальной таблице из [1]; $k_{ref,i}$ – коэффициент отражения, также принимаемый по таблице из [1] в зависимости от угла наклона отражающей поверхности к горизонту, при этом для отражающей поверхности, наклоненной к горизонту на угол более 45° , $k_{ref,i} = 1$; θ_r – угол между фронтом волны и отражающей поверхностью, $\theta_r = \alpha$.

Из (7) следует, что при косом подходе волн к оси мола ($\theta_r > 0^\circ$) коэффициент отражения волн всегда меньше 1.

Макаров К.Н., Чеботарев А.Г. Волнозащитные наброски в корневых частях портовых молов

2. Мол имеет набросную конструкцию или защиту из наброски по всей длине. Тогда коэффициент отражения волн определяется по формуле [2]:

$$k_{\text{ref}} = 0.0383 \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \left(\frac{100\%}{\Pi} \right)^{3/2} \frac{1}{\text{ctg}^2 \varphi} \sqrt{\cos \theta_r}, \quad (8)$$

где Π – пористость наброски (для камня $\Pi = 20$ – 25 , для обыкновенных бетонных массивов $\Pi = 42$ – 44 , для тетраподов и гексабитов $\Pi = 47$ – 50); φ – угол наклона откоса боковой части мола к горизонту.

3. Мол имеет конструкцию из рядов свай малой сквозности со сплошной тыловой стеной (проницаемая стена с волновой камерой). В этом случае коэффициент отражения [4]:

$$k_{\text{ref}} = \frac{\beta - (\beta - 2)e^{-2ikb}}{2 + \beta - \beta e^{-2ikb}} \sqrt{\cos \theta_r}, \quad (9)$$

где $\beta = (g/d)^{0.5} - \mu$ – безразмерный параметр; $\mu = \zeta V_{\text{cp}}/2g$ – линеаризованный коэффициент гидравлического сопротивления [34]; V_{cp} – средняя скорость жидкости у проницаемой стены, $V_{\text{cp}} = 0.35h(g/d)^{0.5}$; b – ширина волновой камеры.

Приведенная методика расчета массы предельного равновесия элементов защитных набросок в корневых частях молов реализована в виде компьютерной программы. На рисунках 10, 11 приведены некоторые результаты расчетов.

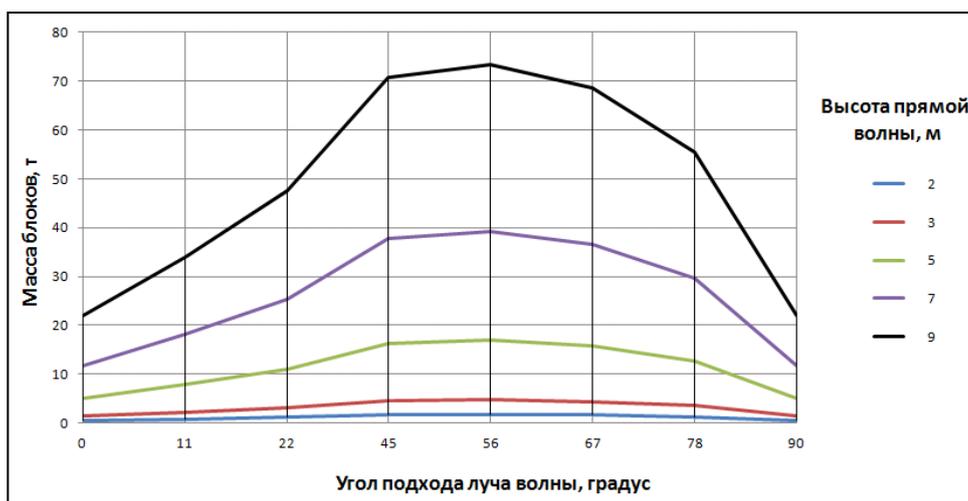


Рисунок 10. Зависимость массы предельного равновесия тетраподов от высоты волны и угла ее подхода к молу сплошной конструкции при уклоне наброски 1:2

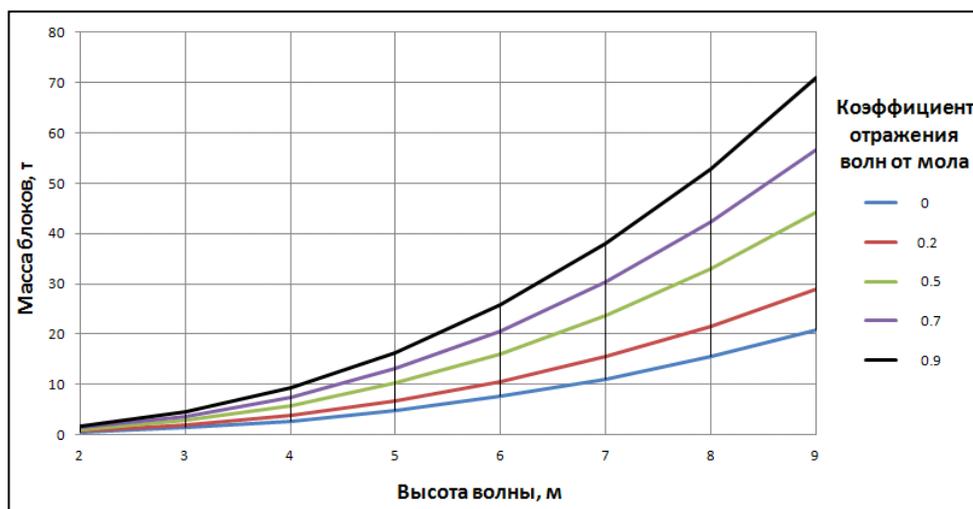


Рисунок 11. Зависимость массы предельного равновесия тетраподов от высоты волны и коэффициента ее отражения от мола при угле подхода $\alpha = 45^\circ$ и уклоне наброски 1:2

Из рисунка 10 следует, что при увеличении угла подхода волны к сооружению от 0° до 56° расчетная масса фасонных блоков наброски в его корневой части плавно увеличивается. При дальнейшем увеличении угла подхода волны расчетная масса блоков быстро уменьшается.

Рисунок 11 показывает существенную зависимость расчетной массы фасонных блоков в защитной наброске от коэффициента отражения волн, то есть от конструкции мола.

Изложенная методика была использована при проектировании ремонта защитной наброски корневой части Южного мола порта г. Сочи.

Выводы

1. Выполнены экспериментальные исследования устойчивости фасонных блоков в защитной наброске корневой части портового мола сплошной конструкции. В результате установлено, что масса предельного равновесия блоков при косом подходе волн к молу оказывается существенно большей, чем рассчитанная по рекомендациям нормативного документа [1].

2. Дано теоретическое обоснование экспериментальным данным, которое заключается в необходимости учета интерференции волн при их отражении от мола. Предложена методика расчета массы предельного равновесия элементов набросок с учетом интерференции волн.

3. Разработана компьютерная программа и выполнены численные эксперименты для определения зависимости расчетной массы фигурных блоков от угла подхода волн и коэффициента их отражения от сооружения.

Статья подготовлена в рамках госбюджетной НИР № 2614 «Разработка математических моделей взаимодействия волн с гидротехническими сооружениями» Сочинского государственного университета.

Литература

1. СП 38.13330.2012. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М.: Минрегионразвития РФ, 2012. 112 с.
2. ВСП 33-03-07. Инструкция по проектированию откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов. М.: МО РФ, 2008. 90 с.
3. Р 31.3.07-01. Указания по расчету нагрузок и воздействий от волн, судов и льда на морские гидротехнические сооружения. М.: Минтрансстрой РФ, 2001. 37 с.
4. СП 32-103-97. Проектирование морских берегозащитных сооружений. М.: Трансстрой, 1998. 166 с.
5. Лаппо Д.Д., Стрекалов С.С., Завьялов В.К. Нагрузки и воздействия ветровых волн на гидротехнические сооружения. СПб.: ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева, 1990. 432 с.
6. РД 31.31.86-85. Рекомендации по проектированию и технологии строительства оградительных сооружений из наброски с жестким экраном. Ленинград: ММФ СССР, 1986. 77 с.
7. Coastal Engineering Manual, CEM: Overview and Coastal Hydrodynamics. USACE (U.S. Army Corps of Engineers), Engineer Manual, 2010. EM 1110-21100.
8. Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. Port and Harbours Bureau. Japan Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, 2009. 306 p.
9. Ferry Developments and Their Consequences for Ports: Recommendations for the Design and Operation of Port Facilities. Permanent International Association of Navigation Congresses, 2014. 118 p.
10. Yokota H. Revision of Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan // Steel Constructions Today & Tomorrow. 2006. No.16. Pp. 1-4.
11. An Environmental Management System Primer for Ports: Advancing Port Sustainability. U.S. Environmental Protection Agency, 2007. 106 p.
12. Port Works Design Manual. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. 2004. 89 p.
13. Maritime Structures. British Standards Institution. London, 2000. 320 p.
14. Van Rijn L.C. Harbour siltation and control measures 2012 [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: www.leovanrijn-sediment.com. (дата обращения: 07.03.2015)

15. Van der Meer J.W. Conceptual design of rubble mound breakwaters. Proceedings of the Short Course on Design and Reliability of Coastal Structures. Venice. Italy. 1-3 October 1992. Pp. 221–315.
16. Kobayashi N., Pietropaolo J.A. Melby J.A. Wave transformation and runup on dikes and gentle slopes // Journal of coastal research. 2012. Vol. 29(3). Pp. 615–623.
17. Yuliasuti D.I., Hashim A.M. Wave Transmission on Submerged Rubble Mound Breakwater Using L-Blocks. 2011 // 2nd International Conference on Environmental Science and Technology. Vol. 6. Pp. VI-243–VI-248.
18. Araki S., Kotake Y., Kanazawa T., Matsumura A., Deguchi I. Development of numerical simulation method for predicting deformation of rubble mound seawall // Proceedings of 28th International Conference on Coastal Engineering. ASCE. 2008. Pp. 1485–1497.
19. Tamrin, Pallu S., Parung H., Thaha A. Experimental Study of Perforated Concrete Block Breakwater // International Journal of Engineering & Technology IJET-IJENS. 2014. Vol.14. Pp. 6–10.
20. Макаров К.Н., Макаров Н.К. Моделирование оградительных сооружений порта Мзымтинского в Адлерском районе г. Сочи // Вестник МГСУ. 2010. Спецвыпуск. №1. С. 50–54.
21. Макаров К.Н., Дроботько С.Ю. Математическое моделирование гидротехнических сооружений оздоровительного комплекса «Государственная резиденция Российской Федерации в г. Пионерске Калининградской области» // European researcher. 2010. №1. С. 12–16.
22. Long G.T., Kantardgi I.G. Wave Load and Stability of the Port Mole Wall in the Period of Construction // International Journal of Environmental Protection. 2011. Vol. 1. Pp. 40–42.
23. Brown C.T., Dentale F. Variable distribution of armour on seawalls and breakwaters // Proceedings of a conference on Coasts, Marine Structures and Breakwaters. London, 2013. Pp. 1–10.
24. Cavallaro L., Dentale F., Donnarumma G., Foti E., Musumeci R.E., Pugliese Carratelli E. Rubble mound breakwater overtopping estimation of the reliability of a 3D numerical simulation // 33rd International Conference on Coastal Engineering. 1-6 July 2012. Santander, Spain, 2012. Pp. 1–9.
25. Wang K.H., Dai Z., Lee H.S. Modeling wave run-up along a sloping or a moving wall boundary // Journal of coastal research. 2011. No. (6). Pp. 1159–1169.
26. Hiraishi T., Mase H., Kawata T., Yukimoto T., Tokunaga S., Matsushita H. Experimental Study on Counter-weight Blocks for Breakwater Stability // Proceedings 21th International Conference of Offshore and Polar Engineering. 2011. Vol. 3. Pp. 673–681.
27. Xiang J., Latham J.P., Virel A., Anastasakil E., Painl C., Milthaler, F. Simulation tools for numerical breakwater models including coupled fluidity 3d waves // 33rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE). 1-6 July 2012. Santander, Spain, 2012. Pp.1–9.
28. Zanuttigh B., Van der Meer J.W. Wave reflection from coastal structures. XXX International Conference on Coastal Engineering. 3–8 September 2006. San Diego, U.S.A, 2006. Pp. 4337–4349.
29. Dentale F., Donnarumma G, Carratelli E.P. Numerical wave interaction with tetrapods breakwater // International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering. 2014. Vol. 6, Issue 4. Pp. 800–812.
30. Chopakatla S.C., Lippmann T.C., Richardson, J.E. Field verification of a computational fluid dynamics model for wave transformation and breaking in the surf zone // Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. 2008. No. 134(2). Pp. 71–81.
31. Некрасов А.В. Приливные волны в окраинных морях. Ленинград: Гидрометеиздат, 1975. 247 с.
32. Шарова В.В. Исследование размыва у лицевой стенки оградительного сооружения от воздействия косоподходящих волн // Вестник МГСУ. 2014. №2. С. 179–186.
33. Sharova V., Kantarzi I. Experimental study of the scour in the breakwater front from oblique waves // Proceedings of 5th International Conference on The Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection "Coastlab'14". Varna, Bulgaria, 2014.
34. Леонова А.Н. Методика определения коэффициентов гидравлического сопротивления проницаемых волногасящих гидротехнических сооружений. Дисс. ... канд. техн. наук. СПб.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 2006. 176 с.

*Константин Николаевич Макаров, г. Сочи, Россия
Тел. моб.: +7(988)2358262; эл. почта: ktk99@mail.ru*

*Артем Геннадьевич Чеботарев, г. Сочи, Россия
Тел. раб.: +7(8622)531266; эл. почта: chebotarev-artem@mail.ru*

© Макаров К.Н., Чеботарев А.Г., 2015

doi: 10.5862/MCE.55.9

Выбор мероприятий по защите от размыва оснований гравитационных платформ для освоения шельфа

*К.т.н., доцент Н.Д. Беляев,
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого;
к.т.н., вед.н.с. В.В. Лебедев,
д.т.н., вед.н.с. И.С. Нуднер,
23 Государственный морской проектный институт – филиал ОАО «31 ГПИСС»;
к.т.н., доцент К.К. Семенов,
студент Д.И. Щемелинин,
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого*

Аннотация. Одной из главных проблем, возникающих при строительстве шельфовых сооружений, является защита грунтов основания от размыва. Если под действием волн и течений из-под основания гравитационных платформ будет вымываться грунт, то эксплуатация сооружений может стать небезопасной. В этом случае конструкции потеряют устойчивость, что может привести к их разрушению. При проектировании стационарных платформ необходимо исключить возникновение значительного размыва дна вблизи опор.

Существуют различные мероприятия по защите грунтов оснований морских сооружений гравитационного типа от местных размывов. В данной статье выполнен обзор существующих конструкций и предложена классификация таких сооружений.

Предложены рекомендации по методике выбора защитных мероприятий. Сделаны выводы о необходимости назначения сроков их межремонтной эксплуатации, мониторинга и обследования.

Ключевые слова: гравитационная платформа; размыв; мероприятия по защите основания; классификация; срок службы

Введение

Одним из наиболее распространенных видов гидротехнических сооружений для освоения шельфа являются платформы гравитационного типа различного назначения. Эксплуатация таких сооружений в одной географической точке может продолжаться в течение достаточно длительного периода. Например, у морских ледостойких стационарных платформ указанный период может составлять десятки лет, а у разведывательных буровых барж – от одного до нескольких навигационных сезонов [1–4].

В соответствии с ВСН 41.88 [5] проектирование ледостойких стационарных платформ должно осуществляться с учетом требований безопасной, бесперебойной и экологически безвредной эксплуатации в течение всего срока службы сооружения, а также обеспечения удобства ведения работ по осмотру и текущему ремонту сооружения. При проектировании фундаментов платформ следует учитывать возможность образования и развития местного размыва.

Основания гравитационных платформ рассчитываются по двум группам предельных состояний. Расчеты по первой группе включают, в том числе, оценку местной устойчивости грунта от размывов и других локальных воздействий при установке платформы и ее эксплуатации.

В документе Российского морского регистра судоходства НД № 2-020201-004 [6] в пункте 4.3, посвященном устойчивости сооружений на грунте, указывается, что при проектировании фундамента стационарных платформ необходимо также исключить возникновение значительного размыва дна вблизи опор.

Проблема размыва грунта у оснований рассматриваемых сооружений привела к разработке и появлению значительного числа различных мероприятий по защите грунтов оснований морских сооружений гравитационного типа от местных размывов. Необходимость принятия таких мероприятий обусловлена тем, что в результате обтекания водным потоком основного гидротехнического сооружения у его основания достаточно быстро могут образовываться размывы дна, что может привести к потере устойчивости всего сооружения [1, 2, 7–15].

Постановка задачи

Вследствие многообразия по назначению и условиям эксплуатации видов платформ гравитационного типа, предназначенных для проведения работ на шельфе, их назначение должно быть определенным образом классифицировано. Анализ существующей в настоящее время нормативно-правовой базы показал, что в соответствии с СП 58.13330.2012 [16] морские нефтегазопромысловые гидротехнические сооружения (МНГС) вне зависимости от их конструкции и условий эксплуатации следует относить к I классу, понижение класса не допускается. Гидротехнические сооружения подразделяют на постоянные и временные. Постоянные сооружения в зависимости от их назначения могут быть основными и второстепенными. К временным относятся сооружения, используемые только в период строительства и ремонта постоянных сооружений. ГТС морских нефтегазопромыслов являются основными гидротехническими сооружениями, так как их повреждение или разрушение может привести к прекращению добычи или к выбросу нефти и газа из морских скважин, хранилищ, трубопроводов. Расчетный срок службы основных гидротехнических сооружений I класса должен приниматься равным 100 лет.

При проектировании гидротехнических сооружений надлежит обеспечивать и предусматривать безопасность и надежность сооружений с конструктивно-технологическими решениями по предотвращению развития возможных опасных повреждений и аварийных ситуаций, которые могут возникнуть в периоды строительства и эксплуатации.

Гидротехнические сооружения, их конструкции и основания, как правило, следует проектировать таким образом, чтобы условие недопущения наступления предельных состояний соблюдалось на всех этапах строительства и эксплуатации, в том числе, и в конце расчетного срока их службы.

При надлежащем технико-экономическом обосновании назначенный срок службы отдельных конструкций и элементов сооружения, разрушение которых не влияет на сохранность основных сооружений гидроузла, допускается уменьшать. При этом проектной документацией должны быть предусмотрены технические решения, обеспечивающие восстановление разрушенных и ремонт поврежденных конструкций и элементов сооружения.

В Постановлении Правительства Российской Федерации от 2 ноября 2013 г. № 986 «О классификации гидротехнических сооружений» шельфовые сооружения не представлены.

На основании анализа нормативной документации можно сделать вывод о необходимости разработки классификации мероприятий по защите оснований гравитационных платформ от размыва для повышения надежности их эксплуатации. Актуальной является задача обоснования выбора таких мероприятий и назначение срока их работы с учетом назначения и длительности эксплуатации основного сооружения.

Классификация защитных мероприятий

Все мероприятия по защите грунтовых оснований гравитационных платформ от размыва предлагается классифицировать следующим образом.

1. По воздействию на водные потоки и перемещение наносов в районе расположения платформ:

- не воздействующие на водные потоки или перемещение наносов, к которым относятся мероприятия по усилению грунта и повышению его устойчивости при воздействии водных потоков (пассивные). В практике эксплуатации гравитационных платформ одним из основных способов защиты дна в рассматриваемом случае являются искусственные покрытия дна (рис. 1);

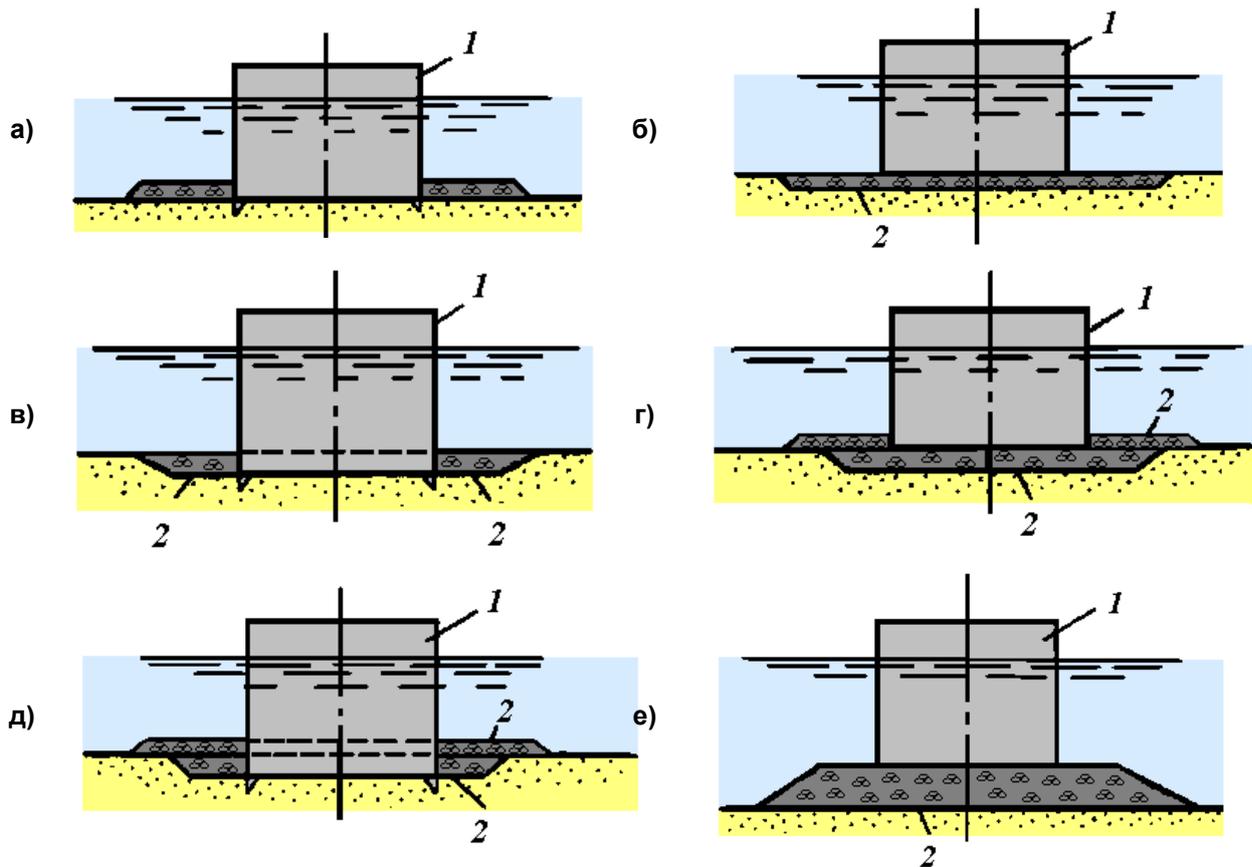


Рисунок 1. Схемы организации набросной защиты дна от размыва у основания платформы гравитационного типа [17]:
1 – сооружение; 2 – наброска

- воздействующие на водные потоки или перемещение наносов, к которым относятся меры по накоплению наносов у основания гравитационной платформы (активные). Достигнуть преобладания отложения наносов над размывом в защищаемой области дна можно либо за счет использования специальных конструкций, либо за счет непосредственного укрепления донного грунта специальным образом (рис. 2).

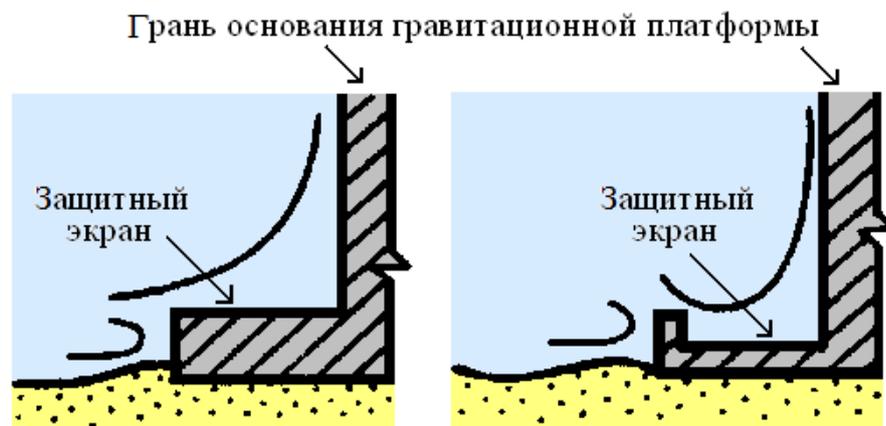


Рисунок 2. Экран-отражатель, размещаемый у грани основания гравитационной платформы с целью вызвать отложение естественных наносов [17]

2. По размещению относительно основных сооружений.

2.1. Распространяющиеся преимущественно по поверхности дна на определенной площади около гидротехнического сооружения, выступающие или не выступающие над поверхностью естественного дна, к которым могут быть отнесены:

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С. Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Выбор мероприятий по защите от размыва оснований гравитационных платформ для освоения шельфа

- защита грунтовых оснований гидротехнических сооружений с помощью гранулированных материалов, которые представляют собой гибкие системы и могут самовосстанавливаться в местах локальных повреждений в результате просадки грунта (рис. 3); в настоящее время имеется необходимое оборудование и накоплен опыт применения такого рода покрытий [8, 12–15, 18–23];



Рисунок 3. Проект сооружения с защитой из каменной наброски [24]

- укладка покрытий из тканевых и сетчатых мешков, матрасов, габионов (рис. 4);

а)



б)

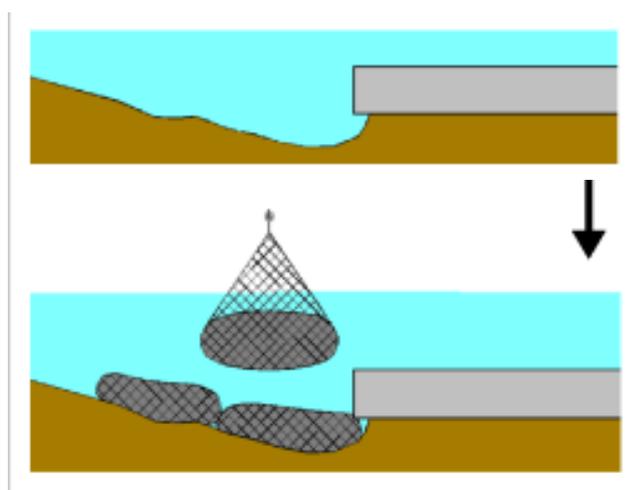


Рисунок 4. Защита с помощью сеток с камнями фирмы Куоуа Со Ltd [25]:
а – вид сетки; б – схема укладки сеток на участке местного размыва у края сооружения

- установка искусственных бетонных плит, матов, матрасов и блоков (рис. 5);

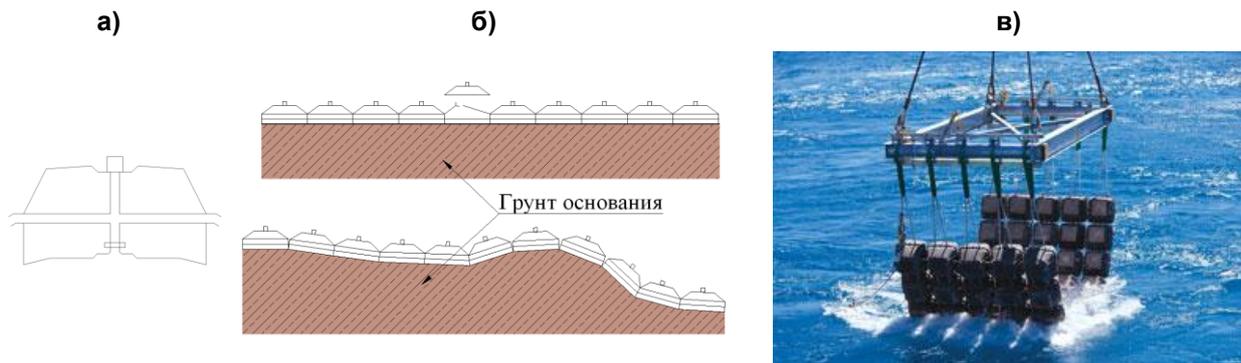


Рисунок 5. Система защиты дна в виде сборных покрытий: а – бетонный элемент; б – ковер из бетонных элементов; в – укладка покрытий из сборных матов

- плиты, шарнирно соединенные с основным сооружением, являются одним из методов защиты основания от размыва, который имеет преимущество, т.к. существует возможность его установки одновременно с платформой (рис. 6);

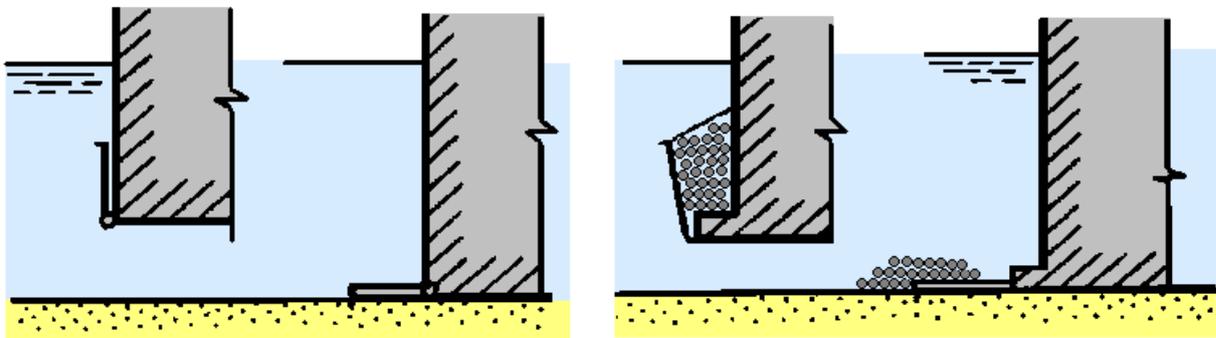


Рисунок 6. Использование шарнирных плит как средства защиты основания платформы гравитационного типа от размыва [17]

- защита оснований от размыва путем укладки матов из резины, геотекстиля и других гибких элементов, положительными качествами которых являются легкость в изготовлении, невосприимчивость к локальным повреждениям грунта, вариация размеров (рис. 7) [1, 22, 26];



Рисунок 7. Общий вид защиты из геоткани с трубными рамами и цепями: а – перед транспортировкой на место эксплуатации; б – подготовка перед погружением [1]

- метод «искусственные водоросли» технологически заключается в укладке на защищаемый участок дна специальных матов, покрытых синтетическими волокнами, исполняющих роль водорослей, изменяющих характеристики водного потока и перемещения грунта (рис. 8).



Рисунок 8. Устройство защитного покрытия из матов с искусственными водорослями [27]

2.2. Защитные мероприятия, распространяющиеся преимущественно вдоль вертикальной оси гидротехнического сооружения с заглублением в естественное дно и (или) расположенные над ним:

- «юбки», расположенные по периметру сооружения и служащие для лучшего сопряжения платформы с грунтом. Юбочные конструкции не предотвращают размыв, но при его возникновении снижают опасность потери устойчивости платформы вследствие возможности подмыва основания (рис. 9) [10, 35];

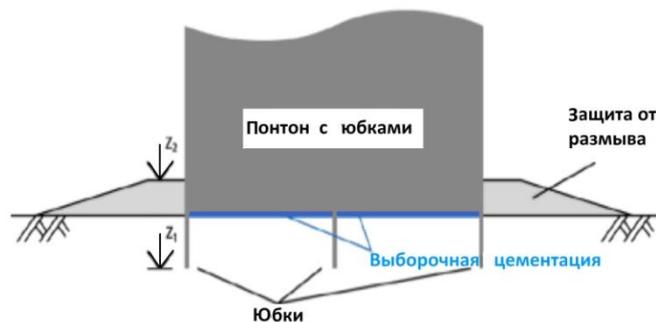


Рисунок 9. Понтон с юбками [28]

- устройство шатровой защиты и перфорирование стенок вокруг основного сооружения имеют цель уменьшить интенсивность потока вокруг опоры и вызвать отложение наносов (рис. 10);



Рисунок 10. Перфорирование стенок вокруг основного сооружения MCP-01 на месторождении Frigg [29]

- защита путем изменения формы корпуса сооружения – сооружению придается форма конуса, чем обеспечивается минимум ледовых нагрузок и наибольшая устойчивость, также такая форма сооружения может привести к уменьшению придонных скоростей и, как следствие, к снижению размывов (рис. 11).

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С. Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Выбор мероприятий по защите от размыва оснований гравитационных платформ для освоения шельфа

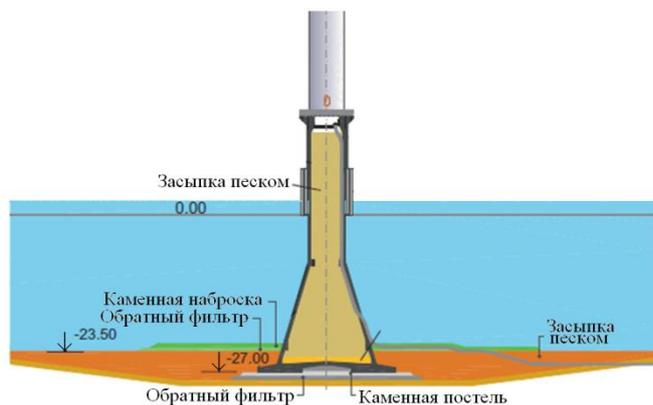


Рисунок 11. Конусообразная форма опорного основания [30]

3. По использованию материалов, из которых они создаются:

- с использованием природных материалов (рис. 1, 3);
- с использованием искусственных материалов (рис. 5, 7, 8);
- с использованием природных и искусственных материалов (мешки с песком, габионы с камнем и т. п.) (рис. 4, 6).

4. По связям с основным сооружением:

- с наличием указанных связей, то есть устройства для защиты от размыва, соединенные с основным гидротехническим сооружением. Например, устройство короткой «юбки» (рис. 9), закрепленной на корпусе основного сооружения. При этом длина юбки определяется судоходными глубинами и возможностью проводки платформы с юбкой. Преимущество такого устройства состоит в возможности обеспечения защиты основания от размыва одновременно с установкой платформы, недостаток – возможность подмыва основания;
- устройства для защиты от размыва, возводимые отдельно от основного гидротехнического сооружения. Например, устройство длинной «юбки» путем установки шпунтового ряда по периметру основания платформы или самозасасывающихся юбочных оснований (рис. 12). Преимущество такой системы заключается в исключении подмыва основания, недостаток – в возведении через определенный промежуток времени после установки платформы.

а)

б)

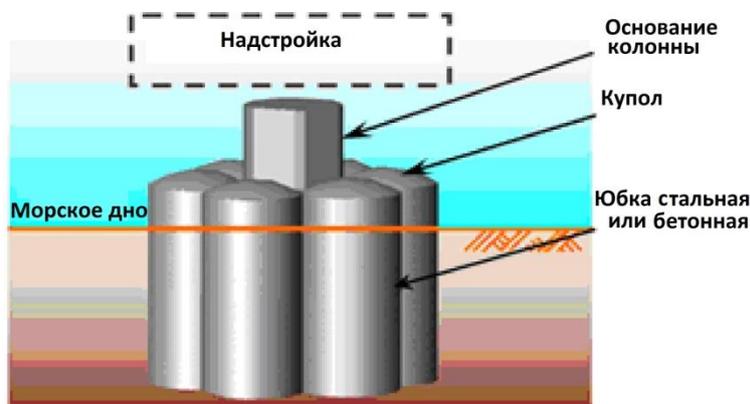


Рисунок 12. Самозасасывающиеся юбочные основания:

а – общая схема; б – пример использования в качестве основания «Troll A» [31]

Предложения по обеспечению надежности эксплуатации платформ гравитационного типа

Выбор мероприятий защиты от размыва оснований платформ гравитационного типа зависит от наличия и стоимости материалов защитных сооружений, технических средств доставки материалов и установки защитных сооружений, а также от назначения самой платформы.

Предлагается произвести деление шельфовых сооружений на элементы, как это сделано в ГОСТ Р 54523–2011 для портовых сооружений [32]. В этом документе представлены нормируемые виды дефектов элементов сооружений и показатели их технического состояния, в том числе, и для таких элементов, как крепление откоса для защиты грунта от размыва волнами и течениями из камня различной крупности; берменный массив для защиты каменной постели от размыва из бетона; покрытие откоса для его защиты от действия волн из каменной кладки, кладки из бетонных массивов, покрытия из фасонных железобетонных блоков.

Буровые разведывательные баржи в случае их посадки на грунт для производства работ предлагается относить к временным гидротехническим сооружениям. Временные сооружения, как правило, относятся к IV классу [16], но так как в данном случае разрушение таких сооружений может вызвать последствия катастрофического характера, их следует относить к III классу.

В соответствии с нормативным документом СП 58.13330.2012 [16] для возводимых гидротехнических сооружений необходимо назначать класс сооружения, а также в соответствии с классом назначать нагрузки и воздействия на него, включая параметры водного потока, воздействующего на рассматриваемое сооружение и на донный грунт в районе его расположения.

Такой подход необходим, так как параметры водного потока, воздействующего на сооружение и донный грунт в районе его расположения, являются исходными данными для выбора и расчета мероприятий по защите основания этого сооружения от размыва. Следует отметить, что сооружения защиты основания от размыва либо должны иметь срок эксплуатации без ремонта, равный сроку эксплуатации без ремонта основного сооружения (гравитационной платформы), либо срок эксплуатации защитных сооружений без ремонта может быть меньше срока эксплуатации без ремонта основного сооружения [11].

Назначение указанных сроков определяет вид и конструкции защитных мероприятий и, следовательно, затраты на их возведение и эксплуатацию. Соблюдение требования равенства сроков эксплуатации без ремонта основного сооружения и сооружений по защите основания основного сооружения приводит к выбору вариантов массивных защитных сооружений. Создание таких сооружений требует значительных капитальных вложений и длительных сроков их возведения. Уменьшение срока межремонтной эксплуатации защитных сооружений приводит к уменьшению затрат на их возведение, но требует усиления контроля за их состоянием путем мониторинга и обследований, а также разработки мероприятий по устранению возможных аварийных ситуаций.

Как уже отмечалось, основную опасность местного размыва в районе платформ гравитационного типа представляет потеря несущей способности грунтового основания. Несущая способность грунтового основания определяется его состоянием под платформой, в том числе величиной площади опорной поверхности, на которую опирается сооружение.

В связи с этим организация мониторинга состояния защитных сооружений в межремонтный период их эксплуатации является весьма важной задачей обеспечения надежности эксплуатации основного сооружения. Для обеспечения безопасной эксплуатации и в соответствии с положениями Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» [33] требуется разработка нормативного документа, регламентирующего необходимость, сроки обследования и организацию мониторинга шельфовых сооружений.

Заключение

В связи с необходимостью повышения надежности эксплуатации платформ гравитационного типа, наиболее часто применяемых для освоения шельфа, существует проблема выбора и расчета мероприятий по защите оснований указанных платформ от размыва.

Для оптимизации выбора мероприятий по защите оснований платформ гравитационного типа от размыва предложена их классификация.

Для снижения затрат на возведение сооружений для защиты оснований платформ гравитационного типа от размыва необходимо назначать сроки межремонтной эксплуатации указанных сооружений.

В период межремонтной эксплуатации необходима организация мониторинга и обследований сооружений для защиты оснований платформ гравитационного типа от размыва.

Литература

1. Апполонов Е.М., Тимофеев О.Я., Симонов Ю.А., Обидин Ю.И., Завьялов А.П. Научная технология проведения и обеспечения безопасности морских операций: МЛСП «Приразломная», ППБУ «Полярная звезда», ПОПБУ «Обская-1», модулей платформ LUN-A и PA-B, ПБУ «Исполин» // VI конференция «Шельф России 2011». Москва, 2011. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: [http://core.theenergyexchange.co.uk/agile_assets/1300/Oleg_Timofeev_\(RUS\).pdf](http://core.theenergyexchange.co.uk/agile_assets/1300/Oleg_Timofeev_(RUS).pdf) (Дата обращения: 15.03.15).
2. Беллендир Е.Н. Научное обоснование проектирования гравитационных опорных блоков морских ледостойких платформ и их сопряжения с грунтовым основанием. Дисс. ... докт. техн. наук. СПб., 2006. 284 с.
3. Кульмач П.П. Морские сооружения для освоения полярного шельфа. М.: 26 ЦНИИ МО РФ, 1999. 336 с.
4. Симаков Г.В., Шхинек К.Н., Смелов В.А. [и др.]. Морские гидротехнические сооружения на континентальном шельфе. Л.: Судостроение, 1989. 322 с.
5. ВСН 41.88. Проектирование морских ледостойких стационарных платформ. Миннефтепром. М.: ВНИПИморнефтегаз, 1988.
6. НД 2-020201-004. Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок (ПБУ) и морских стационарных платформ (МСП). Российский морской регистр судоходства. СПб., 2001.
7. Альхименко А.И., Беляев Н.Д., Фомин Ю.Н. Безопасность морских гидротехнических сооружений. СПб: «Лань», 2003. 285 с.
8. Беляев Н.Д. Защита оснований ледостойких платформ от размыва // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Сб. науч. тр. 2009. Вып. 8. С. 228–236.
9. Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ // Инженерно-строительный журнал. 2014. №6(50). С. 4–12.
10. Babchik D., Belyaev N., Lebedev V. [et al.]. Experimental investigations of local scour caused by currents and regular waves near drilling barge foundations with cutout in stern // Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection. Volume 2. Book of Proceedings of 5th International Conference "Coastlab14". Varna, Bulgaria. Pp. 114–124.
11. EM 1110-2-1100. Coastal Engineering Manual – Part VI. CECW-CE. VI-5-6. Scour and Scour Protection / US Army Corps of Engineers.
12. Hoffmans G.J.C.M., Verheij H.J. Scour manual. Rotterdam: CRS Press, 1997. 224 p.
13. Hughes S.A. Design of maritime structures. Scour and scour protection. US Army Corps of Engineers. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: http://www.oas.org/cdcm_train/courses/course4/chap_8.pdf (дата обращения: 15.02.2015)
14. Rytkonen J. Local scour and scouring protection of drilling platforms in the Arctic sea environment. / Technical Research Centre of Finland (VTT), ESPOO, 1983, Research Notes 267.
15. Shchemelinin L.G., Utin A.V., Belyaev N.D. [et al.]. Experimental studies regarding the efficiency of sea bed soil protection near offshore structures // Proceedings of the ISOPE. 2014. TPC-0320. Pp. 625–631.
16. СП 58.13330.2012. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003. Утвержден Приказом Минрегиона России от 29 декабря 2011 г. №623.
17. Халфин И.Ш. Воздействие волн на морские нефтегазопромысловые сооружения. М.: Недра, 1990. 312 с.
18. Beliaev N.D. Review of protection methods against propeller erosion // Proceedings of the IV Int. Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures. Technical University of Gdansk. Poland, 1997. Vol. 1. Pp. 5–12.

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Выбор мероприятий по защите от размыва оснований гравитационных платформ для освоения шельфа

19. Bos K.J., Verheij H.J., Kant G., Kruisbrink A.C.H. Scour Protection Around Gravity Based Structures Using Small Size Rock // First International Conference on Scour of Foundations, ICSF-1. Texas A&M University, College Station, Texas, USA. November 17-20, 2002. Pp. 567–582.
20. Bos K.J., Chen Z., Verheij H.J., Onderwater M., Visser M. Local scour and protection of F3 offshore GBS platform // Proceedings 21st International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, June 2002, Oslo, Norway. 2002. Paper 28127.
21. Rance P.J. The potential for scour around large objects. Scour prevention techniques around offshore structures // Society for Underwater Technology, one-day seminar on 16 December 1980. London, 1980. Pp. 41–53.
22. Deltares, 2010. Scour & scour protection – Recent research & innovative ideas. Presentation Rudolph, D. CEDA / IRO clubavond, Wassenaar, 9 March 2010. 32 p.
23. The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (second edition). Chapter 6. Design of marine structures. CIRIA; CUR; CETMEF. C683, CIRIA Publication, London. 2007. 32 p.
24. Technical Project Description for the large-scale offshore wind farm (600 MW) at Kriegers Flak. Dokument nr. 37007/13, sag 12/497. Danish Energy Agency, Denmark. 2013. 52 p.
25. Masato Y. Yoshikazu I., Kazuo O., Sukeo T., Takahito O., Saiji N., Toshihiro T. Material and construction method of prevention of scour for the underwater structure. Patent. US 6305876 B1. Publ. 10/23/2001.
26. Huisman B.J.A., Rudolph D., Kanand A., Möschen M. Scour protection performance of an innovative composite rubber mat at offshore wind turbine foundations // European Offshore Wind Conference. 2009, EWEA. P. 9.
27. Техническая документация на маты компании «Seabed Scour Control Systems». [Электронный ресурс]. URL: <http://www.sscsystems.com/files/sscs-interactive-%28но-мар%29> (дата обращения: 16.11.12)
28. Mokkelbost K.H. Geotechnical issues and foundations. Offshore Wind Energy. NGI. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: <http://www.ngi.no/upload/73636/NGI-KH-Mokkelbost.pdf> (дата обращения: 15.02.2015)
29. MCP-01 Decommissioning Programme. MCP01-00-A-00-0006, rev. 06 TOTAL E&P UK Limited. 2007.
30. Peire K., Nonneman H. and Bosschem E. Gravity Base Foundations for the Thornton Bank Offshore Wind Farm // Terra et Aqua. 2009. No. 115. Pp. 19–29.
31. Saito T., Yoshida Y., Itoh M., Masui N. Skirt suction foundation – application to strait crossings. PWRI. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: <https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/22/22-6-4saito.pdf> (дата обращения: 15.03.15).
32. ГОСТ Р 54523–2011. Портовые гидротехнические сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Стандартинформ, 2012.
33. О безопасности гидротехнических сооружений. Федеральный закон от 21.07.1997 N 117-ФЗ (ред. от 28.12.2013).

*Николай Дмитриевич Беляев, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)9827244; эл. почта: dnd@mail.ru*

*Владимир Валентинович Лебедев, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)6498367; эл. почта: vladimir.v.lebedev@mail.ru*

*Игорь Сергеевич Нуднер, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)7528499; эл. почта: igor_nudner@mail.ru*

*Константин Константинович Семенов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)7320171; эл. почта: semenov.k.k@gmail.com*

*Дмитрий Игоревич Щемелинин, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)5632614; эл. почта: dimabens@gmail.com*

© Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С. Семенов К.К., Щемелинин Д.И., 2015

Требования к материалам, представляемым к публикации

Материалы принимаются только через систему электронной редакции журналов СПбГПУ. Авторам необходимо зарегистрироваться в системе (<http://journals.spbstu.ru/>) и подать статью через нее, предварительно ознакомившись с нижеприведенными требованиями и условиями опубликования. Публикация в журнале бесплатна для авторов.

Этические нормы и авторские права

Подавая статью в журнал, автор соглашается на условия лицензионного договора, в частности, на то, что все статьи без исключения публикуются в открытом доступе на сайте журнала и в Научной электронной библиотеке России. Также автор подтверждает, что статья является оригинальной, ранее не опубликованной, содержит только проверенные и точные данные; любые данные, полученные не автором, имеют соответствующие ссылки на источник.

Тематика статей

В «Инженерно-строительном журнале» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, по тематике «Строительство». Статьи принимаются в тот или иной номер в соответствии с тематикой на текущее полугодие.

№	Дата выхода	Срок подачи материалов	Тема номера
4(56)	26.06.2015	15.05.2015	Соппротивление материалов. Строительная механика
5(57)	24.08.2015	10.07.2015	Строительные конструкции и сооружения. Промышленное и транспортное строительство
6(58)	12.10.2015	04.09.2015	Теплогасоснабжение и вентиляция. Водоснабжение и канализация. Гидравлика
7(59)	16.11.2015	09.10.2015	Строительные материалы и изделия. Технология и организация строительства

Структура и содержание статей

Обязательны следующие элементы статьи: введение, включающее обзор иностранной и отечественной литературы и постановку задачи; основная часть (описание исследования); заключение, включающее нумерованные выводы; список литературы; источник финансирования (если есть).

Технические требования к статьям

Статьи подаются в формате docx (MS Word 2007–2013). Файл статьи, подаваемый через электронную редакцию, должен содержать только сам текст, без названия, списка литературы, фамилий и данных авторов. Все эти поля заполняются отдельно при подаче через электронную редакцию.

Рекомендуемый объем статей: от 15000 до 30000 знаков с пробелами. Таблицы выполняются средствами Word (не рисунками) и располагаются внутри текста статьи. Иллюстрации должны быть представлены в отдельных графических файлах (один рисунок – один файл). Допустимые форматы: JPEG, TIFF, BMP. В текстовый файл иллюстрации можно вставить для обозначения рекомендуемого места их использования.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5-2008. Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки. Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы. Также к статье прилагается список литературы на латинице, оформленный в соответствии с инструкцией по транслитерации списка литературы, размещенной на сайте издания.

Аннотация к статье

В журнал подается расширенная аннотация на двух языках: русском и английском. Особое внимание следует уделить аннотации на английском языке (если статья на русском). Аннотация должна повторять структуру статьи: актуальность, цель, методика, результаты, выводы. Аннотация должна содержать от 100 до 250 слов.

Подробные требования к статьям см. на сайте журнала:

<http://www.engstroy.spb.ru/autors.html>



Инженерно-строительный институт
Центр дополнительных профессиональных программ

195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,
тел/факс: 552-94-60, www.stroikursi.spbstu.ru,
stroikursi@mail.ru

Приглашает специалистов проектных и строительных организаций,
не имеющих базового профильного высшего образования
на курсы профессиональной переподготовки (от 500 часов)
по направлению «Строительство» по программам:

П-01 «Промышленное и гражданское строительство»

Программа включает учебные разделы:

- Основы строительного дела
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Технология и контроль качества строительства
- Основы проектирования зданий и сооружений
- Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD
- Автоматизация сметного дела в строительстве
- Управление строительной организацией
- Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика

П-02 «Экономика и управление в строительстве»

Программа включает учебные разделы:

- Основы строительного дела
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Технология и контроль качества строительства
- Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика
- Управление строительной организацией
- Экономика и ценообразование в строительстве
- Управление строительной организацией
- Организация, управление и планирование в строительстве
- Автоматизация сметного дела в строительстве

П-03 «Инженерные системы зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- Основы механики жидкости и газа
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Проектирование, монтаж и эксплуатация систем вентиляции и кондиционирования
- Проектирование, монтаж и эксплуатация систем отопления и теплоснабжения
- Проектирование, монтаж и эксплуатация систем водоснабжения и водоотведения
- Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD
- Электроснабжение и электрооборудование объектов

П-04 «Проектирование и конструирование зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем
- Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений
- Проектирование и расчет железобетонных конструкций
- Проектирование и расчет металлических конструкций
- Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD
- Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office

П-05 «Контроль качества строительства»

Программа включает учебные разделы:

- Основы строительного дела
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Технология и контроль качества строительства
- Проектирование и расчет железобетонных конструкций
- Проектирование и расчет металлических конструкций
- Обследование строительных конструкций зданий и сооружений
- Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика

По окончании курса слушателю выдается диплом о профессиональной переподготовке
установленного образца, дающий право на ведение профессиональной деятельности

