



# ГИДРО- ТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Ежемесячный  
научно-технический журнал

УЧРЕДИТЕЛИ:

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ РФ,

ОАО «РУСГИДРО»,

АССОЦИАЦИЯ «КОРПОРАЦИЯ ЕЭЭК»,

ЗАО НТФ «ЭНЕРГОПРОГРЕСС»,

НП «НТС ЕЭС»

Основан в 1930 г.

№ 6

август

2011

## Содержание

### 5-летие ООО «Морские транспортные проекты»

Литвиненко Г. И. Стратегия — лидера, тактика — профессионала . . . . . 3

### Проектирование морских гидротехнических сооружений

Машунин А. В., Давыденко Е. В. Морские пассажирские терминалы местных линий на побережье Большого Сочи . . . . . 5

Гавлин Г. Б., Литвиненко А. Г. Реконструкция пристани № 4 порта Новороссийск . . . . . 9

Машунин А. В., Копейкина Е. М. Контейнерный терминал в порту Раджин (КНДР) . . . . . 11

Литвиненко И. Г. Комплекс гидротехнических сооружений водозаборов АЭС «Куданкулам» (Республика Индия) . . . . . 15

### Перспективное развитие морских портов

Паперный А. Я. Совершенствование законодательной базы при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений морских портов . . . . . 19

Базыкин И. В. Совершенствование действующих норм и правил при проектировании и строительстве морских портов . . . . . 22

### Научные исследования в области проектирования и эксплуатации морских гидротехнических сооружений

Костюков В. Д., Степанян Г. А. Закрепление слабых грунтов оснований причалов полиэтиленовыми перфорированными сваями . . . . . 24

Литвиненко И. Г. Учет продолжительности шторма при расчетах массы элементов крепления откосов оградительных сооружений. . . . . 27

Карабутов Н. Н., Рыбин А. Н., Карабутов П. Н. Методы оценки состояния подкрановых путей в морских портах. . . . . 29

Базыкин И. В., Литвиненко Г. И. Применение многомерного статистического анализа при обработке результатов измерения прочности бетона гидротехнических сооружений. . . . . 34

### Морские гидротехнические исследования

Кабатченко И. М., Литвиненко А. Г. Учет нерегулярности ветрового волнения при проектировании и эксплуатации морских портов. . . . . 36

Литвиненко Г. И., Кабатченко И. М. Гидрометеорологические причины разрушения сооружений грузового порта в районе устья р. Мзымта в декабре 2009 г. . . . . 39

Кабатченко И. М., Полников В. Г. Определение расчетных характеристик ветра и ветровых течений по синоптическим данным с учетом волновых условий . . . . . 43

Жулин В. Н. Результаты экспериментальных исследований волновых нагрузок на морские стационарные опоры больших поперечных размеров и сложного очертания. . . . . 49

Литвиненко Г. И., Базыкин И. В. Особенности проектирования гидротехнических сооружений в зонах действия ураганов и тайфунов . . . . . 53

Литвиненко Г. И., Базыкин И. В. Накат низкочастотных волн сейсмического происхождения на сооружения и берега . . . . . 56

Беллендир Е. Н., Глаговский В. Б., Гольдин А. Л., Прокопович В. С., Смирнов Ю. Г., Векшина Т. Ю. О новой редакции СНиП 2.02.02-85 «Основания гидротехнических сооружений» . . . . . 60



*Федеральное агентство морского и речного транспорта сердечно поздравляет коллектив ООО «Морские транспортные проекты» с 5-летием со дня образования.*

*За короткий период времени компания заявила о себе рядом проектных разработок, на строительство и реконструкцию крупных объектов морского транспорта, в том числе входящих в перечень Олимпийских объектов и объектов саммита АПЭС 2012 г.*

*Наряду с объектами портовой инфраструктуры компания успешно работает в области проектирования гидротехнических сооружений атомной энергетики, участвует в разработке Транспортной стратегии России до 2030 г. и формировании подпрограммы «Морской транспорт» федеральной целевой программы «Развитие транспортной системы России. 2010-2015 гг.».*

*Несмотря на незначительный возраст компании – всего пять лет со дня создания ООО «Морские транспортные проекты», в ее работах хочется отметить зрелость проектных разработок и принимаемых решений, профессионализм и высокую квалификацию коллектива.*

*Будущее компании видится весьма успешным.*

*Руководитель Федерального агентства  
морского и речного транспорта*

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'А.А. Давыденко'.

*А.А. Давыденко*

---

---

# 5-летие ООО “Морские транспортные проекты”

---

---

## Стратегия — лидера, тактика — профессионала

Литвиненко Г. И., доктор технических наук,  
генеральный директор ООО “Мортранспроект”



Литвиненко Г. И.

ООО “Морские транспортные проекты” (Мортранспроект) создано в 2006 г. группой инициативных специалистов в области проектирования и строительства морских транспортных гидротехнических объектов. Необходимость создания в Москве новой проектной компании, специализирующейся на проектировании и консультационных услугах в сфере морского транспорта, была обусловлена образовавшимся к 2006 г. существенным ослаблением потенциала некогда ведущих проектных институтов России.

ООО “Морские транспортные проекты” нельзя отнести к большим проектным институтам, насчитывающим в прошлые времена до 2 тыс. человек, но уже сейчас можно смело говорить о том, что это динамично развивающаяся компания, способная решать научно-прикладные задачи и обеспечивать разработку и сопровождение проектов строительства крупных гидротехнических комплексов.

Предметом деятельности компании являются:

разработка концепций развития отрасли в целом, транспортных узлов и отдельных портовых терминалов;

маркетинговые исследования существующего и перспективного грузооборота, прогноз потребностей транспортных мощностей;

разработка деклараций о намерениях и инженеринговое сопровождение на всех этапах реализации инвестиционного проекта;

инженерно-гидрологические и литодинамические изыскания;

математическое моделирование волнового и литодинамического режимов;

математическое моделирование защищенности портовых акваторий от волнения;

разработка в полном объеме проектной документации;

экспертиза проектной документации, получение предусмотренных законодательством согласований и разрешений на проектирование и строительство;

разработка рабочей документации;

подготовка конкурсной документации;

авторский надзор в период строительства;

разработка нормативных документов в сфере морского транспорта;

расчеты несущей способности гидротехнических сооружений с учетом их физического износа;

разработка паспортов и деклараций безопасности гидротехнических сооружений.

Основным направлением деятельности Мортранспроекта является проектирование морских портовых комплексов. За истекшие 5 лет компания выполнила более 60 проектно-изыскательских и научно-поисковых работ и выступила генеральным проектировщиком в следующих четырех крупных проектах:

реконструкция, строительство 15 морских терминалов морского порта Сочи с созданием береговой инфраструктуры для восстановления местных пассажирских линий;

реконструкция причалов № 25 и № 25а порта Новороссийск;

контейнерный терминал в порту Раджин (КНДР);

причальные сооружения КГС “Мол” в порту Темрюк.

Компания также участвовала в разработке следующих крупных проектов:

морской специализированный нефтеналивной порт Варандей (раздел “Генеральный план и транспорт”);

технологические площадки для сооружения опор мостового перехода на о. Русский через пролив Босфор-Восточный;

комплекс водозаборных сооружений АЭС “Куданкулам” (Республика Индия);

причал монтажно-сборочной площадки ОАО “Лукойл” (Астрахань);

плановое расположение и типы конструкций ограждающих и причальных сооружений портового комплекса в губе Териберской, разработка плана морских операций, разработка специальных технических условий по предельно допустимым гидрометеословиям.

В части математического моделирования волнового режима и защищенности портовых акваторий компания принимала участие в следующих крупных проектах:

обоснование строительства ограждающего мола в порту Усть-Луга;

моделирование защищенности от волнения порта Сочи;

моделирование защищенности от волнения причала балкерного терминала в порту Туапсе и др.

Численное моделирование направленного спектра волнения выполняется на основе российской атмосферно-волновой модели, разработанной группой специалистов Академии наук и Росгидромета под руководством академика В. Е. Захарова на основании “узконаправленной” теории ветрового волнения.

При моделировании шторма на Черном море 14 декабря 2009 г., обусловившего катастрофическое разрушение строящегося порта в Имеретинской бухте, результаты расчетов ООО “Мортранспроект” признаны Росгидрометом единственно правильными среди аналогичных расчетов и заключений, выполненных 15 российскими организациями.

В части научного обоснования проектов основными работами ООО “Мортранспроект” за прошедший период являются:

совершенствование методов расчета нагрузок и воздействий на ГТС в зонах действия ураганов и тайфунов;

разработка метода расчета высоты наката волн цунами на берега и откосы ГТС;

учет нерегулярного характера ветрового волнения при расчетах предельно допустимых параметров волн при швартовке и обработке судов у причалов;

учет продолжительности расчетного шторма при расчете массы элементов крепления откосов ГТС и др.

ООО “Мортранспроект” успешно осуществляет свою деятельность в сфере морского транспорта в тесном сотрудничестве с рядом ведущих российских компаний, таких, как ФГУП “Росморпорт”, ООО “Газпромдобыча-шельф”, ФГУП “ЦНИИ им. Крылова”, ООО “Корпорация “ИнжТрансстрой”, ФГУП “Атомэнергопроект”, ОАО “Гидропроект”, ОАО “РЖД”, ОАО “Лукойл”, ОАО “Ленморнии-проект”, ООО “Новоморнии-проект” и др.

Широка география наших работ: от Калининграда до Сахалина и юго-восточной Азии — от Варандея до полуострова Индостан.

Высокий уровень проектных проработок и решений, принимаемых ООО “Морские транспортные проекты”, обеспечивается прежде всего квалификацией, значительным опытом и профессионализмом специалистов и руководителей компании, участвовавших на протяжении многих лет в изысканиях, проектировании и строительстве крупных и ответственных транспортных объектов.

Пятилетний опыт работы ООО “Морские транспортные проекты” подтвердил обоснованность создания компании, ее востребованность и успешность на рынке проектных услуг.



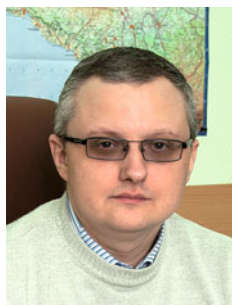
## Морские пассажирские терминалы местных линий на побережье Большого Сочи

Машунин А. В., главный инженер,

Давыденко Е. В., главный специалист (ООО «Мортранспроект»)

Излагаются материалы проекта строительства морских терминалов, предназначенных для пассажирских перевозок морским транспортом, вдоль побережья Большого Сочи.

**Ключевые слова:** морские терминалы, пирс, конструкция сквозного типа, соединительная эстакада, причальные места, пониженные площадки, безопасность судоходства.



Машунин А. В.

Проект строительства 15 морских терминалов морского порта Сочи с созданием береговой инфраструктуры для осуществления морских пассажирских перевозок (Имеретинка, Южные культуры, Адлер, Кургородок, Кудепста, Хоста, Мацеста, Курпарк, Новые Сочи, Мамайка, Дагомыс, Лоо, Вардане, Лазаревское, Аше) реализуется в соответствии с программой строительства олимпийских объектов и развития г. Сочи как горноклиматического курорта. Необходимость восстановления морских пассажирских перевозок в пределах побережья Большого Сочи обусловлена в первую очередь интенсивным развитием туризма в Краснодарском крае, обеспечением транспортной связи между населенными пунктами, а также проведением XXII зимних Олимпийских игр в 2014 г.

Система морских пассажирских перевозок на местных линиях Большого Сочи успешно функционировала до 90-х гг. прошлого века и обслуживала до 1,5 млн. пассажиров в год. Перспективное развитие данных перевозок имеет значительный потенциал. По статистике, в 2006 г. количество туристов в районе Большого Сочи составило около 3,5 млн. человек, а в 2008 г. — свыше 4 млн. человек. Согласно проработкам, при базовом сценарии развития, ожидается увеличение пассажирооборота по сравнению с 2008 г. почти в 6 раз, а при оптимистичном — почти в 10 раз.

В рамках реализации данного проекта на первом этапе предусматривается реконструкция пяти существующих пирсов в населенных пунктах Лазаревское, Лоо, Хоста, Кургородок и Адлер, а также строительство новых пирсов на месте ранее демонтированных конструкций в пунктах Дагомыс, Ма-



Давыденко Е. В.

цеста и Имеретинка. Предлагаемая схема строительства морских терминалов охватывает все четыре административных района, практически все побережье Большого Сочи (за исключением малонаселенного пос. Аше), и обеспечивает пассажирские сообщения на морском участке длиной 82,9 км (рис. 1).

Принятие решения о реконструкции пяти существующих пирсов (Лазаревское, Лоо, Хоста, Кургородок и Адлер) обусловлено тем, что они находятся в районах с высокой численностью населения, с плотным расположением рекреационных объектов (пляжи, санатории, пансионаты, гостиницы), с наличием железнодорожных станций, являющихся пунктами остановок поездов как местных, так и дальних сообщений. В ранее существовавшей системе местных морских сообщений данные пирсы являлись базовыми и принимали все типы пассажирских судов прибрежного плавания, включая скоростные суда на подводных крыльях.

Выбор строительства морских терминалов Дагомыс, Мацеста, Имеретинка также обусловлен развитой инфраструктурой и высокой плотностью населения районов морских терминалов.

В Лазаревском районе (пирсы Лазаревское, Лоо, Дагомыс) проживает 65,2 тыс. человек. По официальным данным, район одновременно может принять 15 тыс. отдыхающих, из них 8 тыс. — Дагомыс. Район наиболее привлекателен для туристов, по курорту проходят многочисленные туристские и экскурсионные маршруты.

В Центральном районе (причалы в порту Сочи) проживает 133 тыс. человек. В районе располагаются крупнейшие гостиницы с высоким уровнем

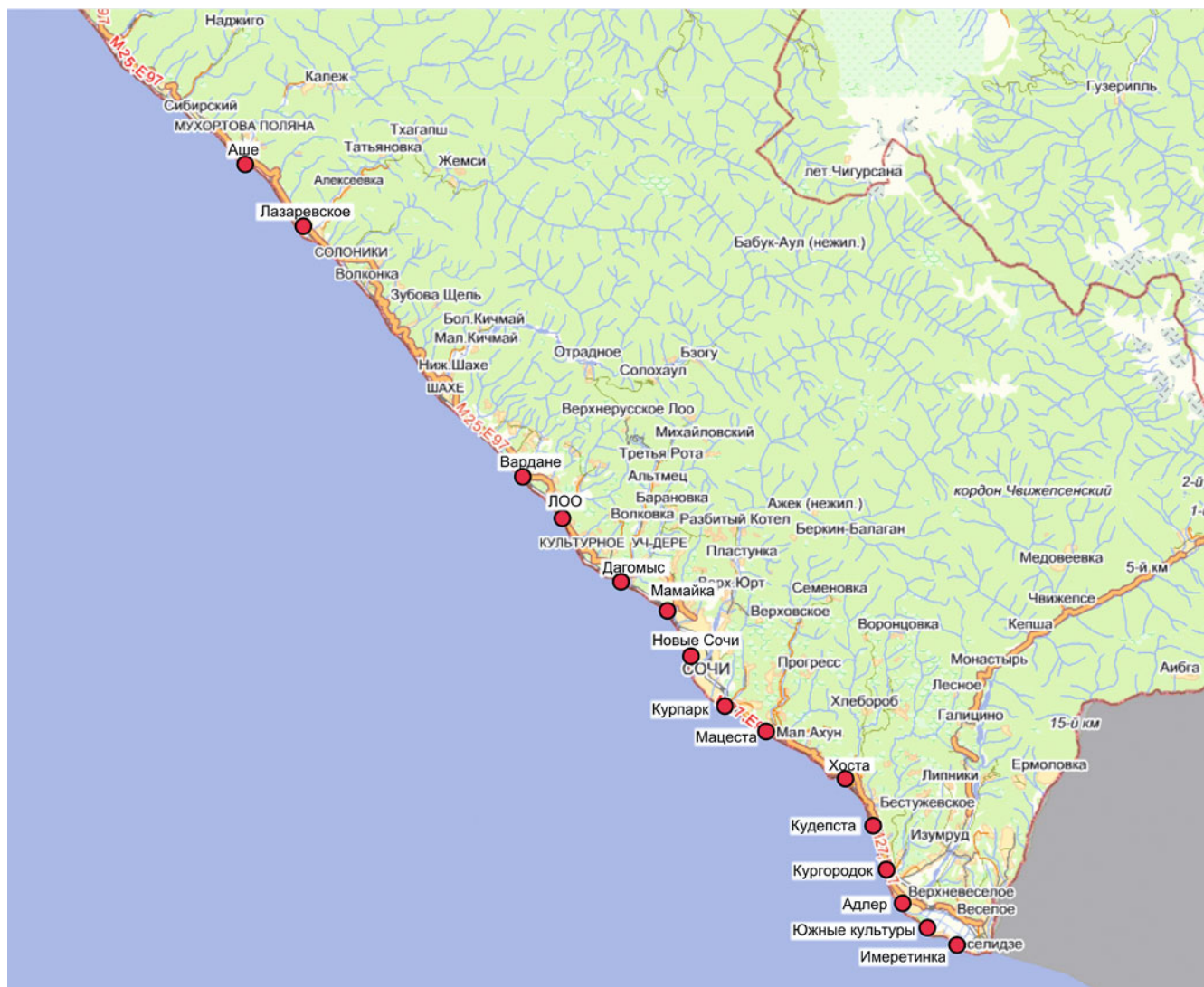


Рис. 1. Расположение морских терминалов

комфорта, количество койко-мест составляет 12 тыс.

В Хостинском районе (пирсы Мацеста, Хоста) проживает 63,1 тыс. человек, количество кой-



Рис. 2. Состояние железобетонных конструкций существующих пирсов

ко-мест составляет 17 тыс. В пос. Мацеста расположен уникальный бальнеологический курорт. В микрорайоне Хоста рядом с существующим причалом расположено здание Морского вокзала. Сеть местных линий ранее связывала пристань регулярными и прогулочными рейсами с пристанями в других районах, в том числе в Сочи, Адлере, Мацесте, Кудепсте.

В Адлерском районе (пирсы Кургородок, Адлер, Имеретинка) проживает 72,8 тыс. человек, количество койко-мест составляет 16 тыс. В районе располагаются множество оздоровительных санаториев, дельфинарий, крупнейший в Европе дендропарк, имеется обширная инфраструктура развлечений. В районе пос. Имеретинка намечено строительство четырех крупных олимпийских объектов.

В настоящее время существующие пирсы Лазаревское, Лоо, Хоста, Кургородок и Адлер характеризуются значительным физическим износом (до 80 – 90 %), находятся в аварийном состоянии и признаны непригодными для дальнейшей эксплуа-



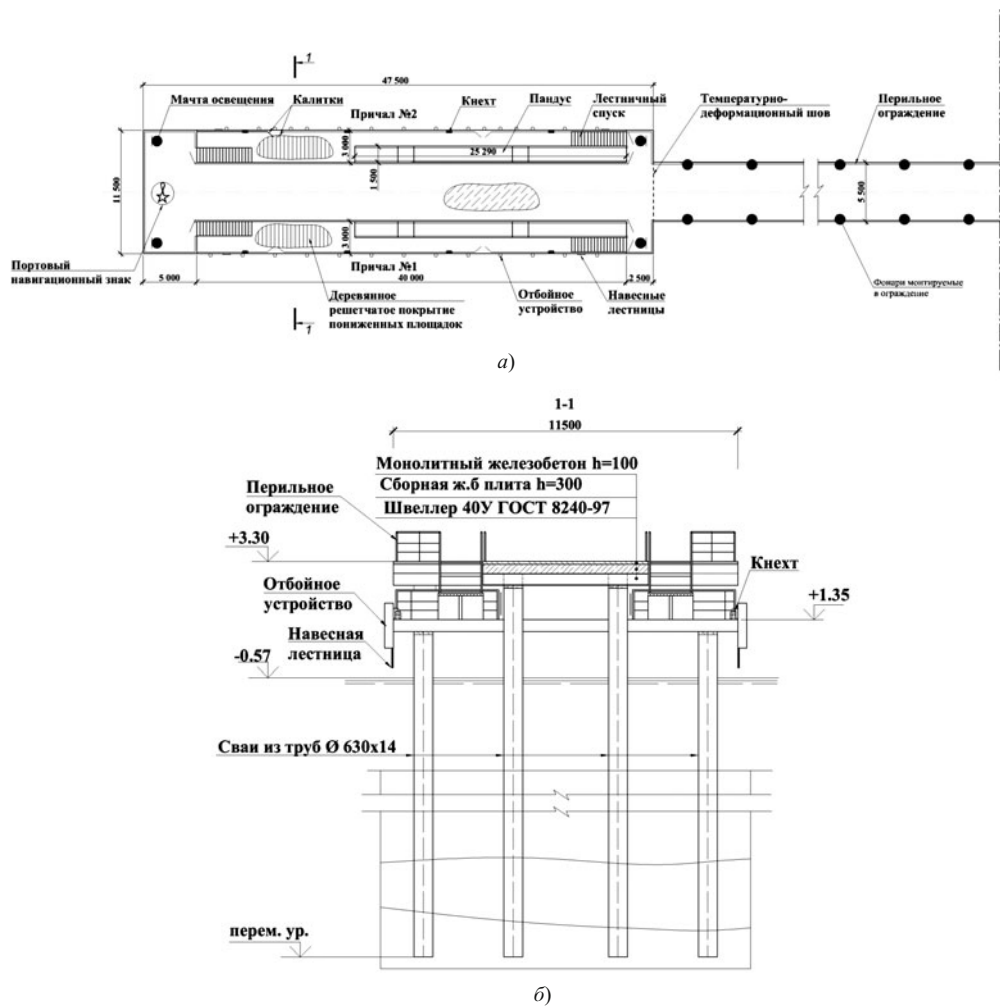


Рис. 3. Головная часть пирса (а), конструктивный разрез (б)

тации. Железобетонные сваи существующих пирсов в надводной зоне имеют многочисленные повреждения и разрушения различной степени (рис. 2). Прогрессирующие разрушения элементов конструкций ухудшают экологическое состояние побережья и представляют серьезную опасность для отдыхающих. Предлагаются полная разборка конструкций сооружений и строительство новых.

Пирсы Дагомыс, Мацеста и Имеретинка планируется построить на участках ранее располагавшихся конструкций, демонтированных в 1990-х гг. в связи с полным разрушением. Новые пирсы представляют собой конструкции сквозного типа на металлических сваях  $630 \times 14$  мм, состоящие из головной части и соединительной эстакады. Головная часть пирсов имеет унифицированные габариты  $11,5 \times 47,5$  м. Длина соединительной эстакады колеблется от 115 до 182 м в зависимости от дальности выноса сооружения на естественные глубины. Ширина соединительной эстакады сооружений составляет 5,5 м (рис. 3, а, б).

С учетом размещения причальных мест на естественных глубинах принята конструкция пирса с двумя причалами (пониженными площадками) раз-

мером  $3,0 \times 40,0$  м, расположенными по обе стороны от верхней части пирса, с одинаковыми отметками кордона. Причалы предназначены для приема пассажирских судов типа “Быстрый” и “Комета” которые будут обеспечивать регулярные пассажирские перевозки в пределах Большого Сочи (рис. 4).

Верхнее строение пирсов представляет собой сварную конструкцию в виде продольно-попереч-

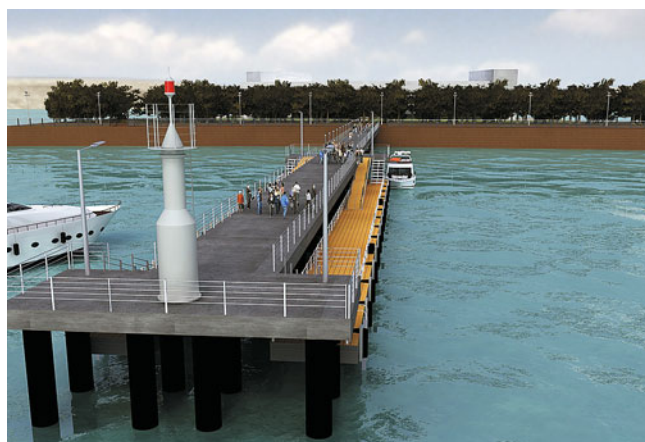


Рис. 4. Вид на головную часть пирса



Рис. 5. Головная часть пирса (вид сверху)

ной ригельной системы, выполненную из металлических коробчатых балок, врезанных в сваи основания. Балки изготавливаются из двух швеллеров № 40, сваренных в коробку. По балкам укладываются сборные железобетонные плиты верхнего строения. Для создания единого покрытия и связки плит между собой по плитам устраивается монолитное железобетонное покрытие. В покрытии предусматривается установка закладных деталей для устройства перильного ограждения, мачт освещения и портового навигационного знака. Головная часть пирса и соединительная эстакада в поперечном сечении разделены температурными швами.

Верхнее строение пониженных площадок представляет собой сварную рамную конструкцию из металлических коробчатых балок, изготовленных из двух швеллеров № 40. Настил причалов (пониженных площадок) выполняется из деревянных решетчатых щитов, монтируемых на рамную конструкцию верхнего строения (рис. 5). Щиты настила причала изготавливаются из деревянных брусков, скрепленных между собой при помощи двух металлических стержней в виде решетки.

Для спуска на пониженные площадки причалов, а также для выхода на соединительную эстакаду пирса предусмотрено два пандуса с учетом потребностей инвалидов и других маломобильных групп населения (рис. 6). Для перемещения остальных пассажиров по территории пирса предусмотрены металлические лестничные марши.

Причалы пирса оборудуются отбойными и швартовными устройствами, а также навесными лестницами.

По периметру головной части пирса и соединительной эстакады, в тыловой части и по линии кордона пониженных площадок устанавливается пе-



Рис. 6. Головная часть пирса (вид сбоку)

рильное ограждение высотой 1,2 м. Для прохода на пониженные площадки с верхней части пирса и посадки пассажиров на суда в ограждении предусмотрены открывающиеся калитки.

Для освещения причалов в вечернее время на верхнем строении пирса устанавливаются четыре прожекторные мачты с одинарной консолью высотой 4 м. Освещение соединительной эстакады выполняется декоративными светильниками, вмонтированными в перильное ограждение по обеим сторонам эстакады.

Для обеспечения безопасности судоходства на подходах в центре головной части каждого пирса устанавливается портовый навигационный знак типа "Колонна".

В настоящее время ведется строительство трех пирсов морских терминалов Мацеста, Адлер, Лазаревское. Сдача в эксплуатацию первого пирса морского терминала Адлер намечена лето 2011 г.

## Выводы

1. Восстановление морских пассажирских перевозок в пределах Большого Сочи является основой для возрождения и создания новых возможностей системы морских сообщений на местных пассажирских линиях, так как побережье Большого Сочи тесно связано со всем Черноморским побережьем России.

2. В настоящее время в пределах Большого Сочи ограничена пропускная способность железных и автомобильных дорог, существует дефицит подвижного состава, в связи с этим морской пассажирский транспорт послужит альтернативой для перевозки местных жителей и гостей Краснодарского края по территории Большого Сочи.



## Реконструкция пристани № 4 порта Новороссийск

Гавлин Г. Б., директор по проектированию, Литвиненко А. Г., главный инженер проекта, Дьякова Е. М., главный специалист (ООО “Мортранспроект”)

Рассказывается о проекте реконструкции и моделировании пристани Новороссийского морского порта

**Ключевые слова:** Новороссийский морской порт, пристань № 4, реконструкция, гидротехнические сооружения, увеличение грузооборота.



Гавлин Г. Б.



Литвиненко А. Г.

Порт Новороссийск является крупнейшим российским портом на Черном море. По общему грузообороту он прочно удерживает первое место в стране, а по объему перевалки сухих грузов уступает только порту Санкт-Петербург.

В конце прошлого века, когда срок эксплуатации порта превысил сто лет, существовало мнение, что резерв пропускной способности порта практически исчерпан и перспектив его развития нет. Однако руководство порта, при поддержке федеральных и местных органов власти, в настоящее время реализует инвестиционные проекты, казалось бы, в самом бесперспективном с точки зрения стесненности районе порта. Речь идет о реконструкции пристаней № 3 и

№ 5 Новороссийского морского торгового порта, в настоящее время на этих пристанях уже располагаются современные перегрузочные комплексы, отвечающие требованиям безопасности и экологическим нормам. В 2009 г. ОАО “Новороссийский морской торговый порт” выступило в качестве заказчика разработки проектной и рабочей документации “Реконструкция и модернизация пристани № 4 для перевалки наливных грузов. Реконструкция



Дьякова Е. М.

причалов № 25 и 25А пристани № 4”, разрабатываемой ООО “Морские транспортные проекты” при участии ООО “НовоморНИИпроект”.

Пристань № 4 (рис. 1) располагается в северо-западной части Цемесской бухты Черного моря на территории Новороссийского морского торгового порта. Акватория пристани № 4 с обеих сторон ограничена существующими причальными сооружениями пристаней № 3 (с востока) и № 5 (с запада) Новороссийского морского торгового порта. Причалы № 25 и № 25 А, введенные в эксплуатацию в 1961 г., предназначались для перевалки нефтепродуктов, отстоя буксиров и для обеспечения ресурсами нефтеперегонного завода на Кубе, построенного с помощью СССР в бухте Матансас, а также для обеспечения республики нефтепродуктами. К моменту начала разработки проекта пристань № 4 находилась в аварийном состоянии и использовалась только для отстоя вспомогательного и технического флота (рис. 2).

В рамках инвестиционного проекта предполагалось выполнить реконструкцию гидротехнических сооружений, смонтировать необходимое для перегрузки оборудование, трубопроводы, построить объекты вспомогательного назначения, проложить необходимые сети и увеличить перевалку нефтепродуктов (мазут топочный М100/М40) на экспорт общим объемом на 4 млн. т в год. Пристань № 4



Рис. 1. Строительство пристани № 4



Рис. 2. Состояние пристани № 4 до начала реконструкции (2009 г.)

предполагалось реконструировать в виде пирса общей длиной 380 м и шириной от 24,6 до 42,9 м, изменяющейся по длине и функциональному назначению зон пристани.

Реконструкция корневой участка пристани № 4 (рис. 3) осуществляется путем погружения шпунтовой оторочки в корневой части пирса длиной 130,5 м из шпунта ПШС 80/150-9645, обрамляющей с трех сторон существующую конструкцию. Общая длина восточной стенки оторочки пирса составит 145,4 м, западной — 107,5 м, южной — 44,1 м. В головной части на участке 45 м устраивается уширение пирса до 42,9 м. По погруженным шпунтовым стенкам устраивается железобетонный оголовок с разбивкой на секции до 40 м (рис. 4).



Рис. 4. Устройство железобетонного оголовка корневой части пристани № 4



Рис. 3. Строительство корневой части пристани № 4

Устройство эстакадной конструкции (рис. 5) предусматривается с верхним строением в виде монолитного ростверка размерами  $152,8 \times 24,6 \times 1,0$  м. Подходная эстакада разделяется в продольном направлении температурным швом на две секции. Эстакада состоит из пяти продольных рядов вертикальных металлических свай диаметром  $1020 \times 12$  мм, шаг свай в ряду 4,6 м. Отметки низа свай колеблются от минус 24,00 до минус 25,50 м, верха — + 1,55 м. Все сваи выполняются с верхними железобетонными пробками высотой 3,06 м, при этом выпуски арматурных каркасов анкеруются в ростверке.

Два швартовых пала выполнены в виде жёсткой свайной конструкции, состоящей из железобетонного оголовка  $7,0 \times 6,0 \times 1,8$  м и шести опорных металлических свай из труб диаметром  $1020 \times 12$  мм, забитых с уклоном 4:1. С технологической площадкой и между собой швартовые палы соединяются металлическими переходными мостиками, опирающимися в середине пролета на



Рис. 5. Строительство эстакадной части пристани № 4



промежуточные металлические опоры. Швартовый головной пал выполнен в виде жёсткой свайной конструкции, состоящей из железобетонного оголовка 11,0 × 11,0 × 1,8 м и десяти опорных металлических свай из труб диаметром 1020 × 12 мм. Две сваи пала забиты с уклоном 4:1, остальные восемь вертикальные. Со швартовым палом головной соединен металлическим переходным мостиком.

Причалы оборудуются швартовными тумбами ТСС-123, двухкрюковыми быстроотдающимися гаками “Harbour Marine®” СВ100-02 (производства шведской компании “Trelleborg Industri”) с кабестаном, заключенным в основание гака, а также отбойными устройствами “Trellex” MV750×1500.

На пристани предусматривается прокладка трассы технологических трубопроводов как на низких, так и на высоких опорах.

Предусматривается проведение дноуглубительных работ на операционной акватории у причалов до отметки минус 14,0 м. Объем дноуглубительных работ около 150 тыс. м<sup>3</sup>.

В 2010 г. проектная документация получила положительное заключение ФГУ “Главгосэкспертиза России” и после получения разрешения на строительство руководство ОАО “Новороссийский морской торговый порт” приступило к реализации проекта.

В настоящее время завершаются работы по строительству гидротехнических конструкций пристани и идет подготовка к монтажу технологического оборудования и прокладке сетей. Строительные работы предполагается завершить в сентябре 2011 г.

## Контейнерный терминал в порту Раджин (КНДР)

Машунин А. В., главный инженер,

Копейкина Е. М., ведущий инженер (ООО “Мортранспроект”)

Рассматривается возможность создания конкурентоспособного портового терминала по перевалке контейнеров в порту Раджин (КНДР) при реализации проекта реконструкции существующих причалов № 8 и № 9.

**Ключевые слова:** порт Раджин, контейнерный терминал, реализация, гидротехнические сооружения.



Копейкина Е. М.

В сложившейся геополитической обстановке Россия может потерять значительную часть перспективных грузов на Транскорейской магистрали, если в устье пограничной р. Туманган появится китайский порт. Альтернативой китайскому проекту может быть использование расположенного поблизости северокорейского порта Раджин, железнодорожную магистраль к которому реконструирует ОАО “РЖД”. Переговоры о воссоздании единой Транскорейской магистрали начались еще в 2001 г., и после преодоления ряда трудностей и разногласий началась практическая реализация проекта.

Порт Раджин, находящийся в северокорейской торгово-экономической зоне Расон (расположена на севере КНДР недалеко от границы с Россией, в ее состав входят города Раджин и Сонбон), обладает рядом несомненных достоинств. Это незамерзающий, закрытый от волнения морской порт с существующей транспортной и инженерной инфраструктурой, в том числе с железнодорожными подходами колеи российского стандарта, с

потенциальными возможностями для создания конкурентоспособного бизнеса по портовой перевалке контейнеров. Благодаря географическому положению порт привлекателен для транзита грузов российских, южнокорейских, китайских и японских транспортных компаний. Количество зарегистрированных предприятий в торгово-экономической зоне Расон с капиталом из Китая, Гонконга, России, Японии, Сингапура, Австралии составляет около 200, из них почти 100 — совместные предприятия. Накопленный объем инвестиций составил 150 млн. долл. США. Наибольшая активность в торгово-экономической зоне Расон наблюдается со стороны китайских компаний. Например, с 1995 г. китайская компания “Хентон” занимается эксплуатацией контейнерной линии Раджин — Пусан и Раджин — Сокчхо. Объем перевозок компании составляет 2400–3000 контейнеров в год. Вторая китайская компания “Мокчин” перевозит через порт Раджин в Японию и Южную Корею 200 тыс. т. щепы ежегодно.

Разработке рабочего проекта развития контейнерного терминала ОАО “РЖД” в порту Раджин предшествовала выполненная в 2007 г. ООО “Морское строительство и технологии” “Концепция создания контейнерного терминала в порту Раджин (КНДР)”, а также последующие подготовительные





Рис. 1. Расположение порта

предпроектные, проектные и изыскательские работы. Основной проблемой при разработке компоновки и технологии терминала было объявленное администрацией порта предварительное ограничение по размерам выделенной для проектирования терминала территории, на которой возможно было создать лишь пусковой комплекс до 100 тыс. TEU/год. Для выполнения требований задания по размещению мощностей в 200 тыс. TEU/год (первая очередь) и 400 тыс. TEU/год (вторая очередь) потребовались дополнительные согласования проекта, которые были успешно завершены в марте — мае 2008 г.

Порт Раджин расположен в бухте Наджиман (г. Раджин-Собсон, провинция Хамгбн-Иукто) Японского моря у Корейского побережья, в вершине залива Раджин, на расстоянии около 50 км от российской границы и около 350 км от города Владивосток (рис. 1). Гидротехнические сооружения порта построены в тридцатые годы XX столетия для нужд японского военно-морского флота. Общая протяженность причальной линии составляет 2515 м. Всего оборудовано 16 причалов. Порт доступен для судов дедвейтом до 15 000 т.

На всех пирсах имеются подъездные железнодорожные пути. Общая протяженность железнодорожных путей порта составляет 10 115 м.

Причальные территории и прилегающие к причалам площадки частично имеют бетонное покрытие, тыловые площадки асфальтовые. Техническое состояние покрытий и инженерных сетей большей частью неудовлетворительное.

На причале № 9 смонтированы крановые пути колесей 10,5 м, в межкрановом пространстве проложены две нитки железнодорожных путей на шпально-балластном основании. В головной части пирса № 3 установлен маяк.



Рис. 2. Расположение причалов в порту Раджин

Для создания контейнерного терминала РЖД администрация порта Раджин и власти КНДР первоначально предоставили территорию пирса № 3 и прилегающие тыловые площадки площадью около 10,6 га, позволяющие организовать мощности по перевалке контейнеров до 90 тыс. TEU/год (пусковой комплекс). Заданием на проектирование заказчиком поставлена задача создания мощности до 200 тыс. TEU/год (первая очередь), затем до 400 тыс. TEU/год (вторая очередь). В связи с этим технологические схемы и генеральный план предусматривают поэтапное развитие терминала и его территории с 10,6 до 13,5 га на первой очереди строительства, затем до 22,4 га на второй очереди.

Проектируемый контейнерный терминал предназначен:

- для перегрузки крупнотоннажных контейнеров с морского, железнодорожного и автомобильного транспорта;

- для временного хранения контейнеров на открытых складских площадках;

- для обеспечения клиентов информационными, экспедиторскими, таможенными и другими услугами в целях своевременного и качественного продвижения груза (товара) от отправителя к получателю.

Существующая конструкция гидротехнических сооружений состоит из нескольких частей, расположенных под углом друг к другу (рис. 2):

- основная часть — причал № 9,  $L = 501,1$  м — правая сторона пирса № 3;

- головная часть пирса — причал № 10,  $L = 76,35$  м, и примыкающий с левой стороны открылок  $L = 14,4$  м;

- причал № 8, длиной причального фронта 228 м, примыкает с правой стороны к причалу № 9.



Рис. 3. Существующие отбойные устройства на причалах № 8, 9



Рис. 4. Разрушения лицевой стенки массива гиганта

Пирс № 3 с левой стороны защищен берегоукреплением откосного типа шириной 7 м из гидротехнического камня 30 – 100 кг.

Согласно имеющейся документации глубина у причалов № 9 и № 10 равна 9 м, у причала № 8 – 8,5 м. Фактические отметки дна у кордона сооружения: на причале № 9 изменяются в пределах от минус 6,4 до минус 9,2 м; на причале № 10 — от минус 7,3 до минус 9 м; на причале № 8 — от минус 6,1 до минус 8,7 м.

Сооружение на всем протяжении представляет собой гравитационную стенку, выполненную из сборных массивов-гигантов, установленных на каменную постель. Причальный фронт выполнен из железобетонных массивов-гигантов двух типоразмеров. Длина одного массива-гиганта переменная и составляет около 12 м, ширина массива-гиганта по днищу — от 6 – 8 м, а высота доходит до 12 м. Массивы установлены на постель, выполненную из камня массой 40 кг. За массивами-гигантами отсыпана разгрузочная призма из камня массой 15 – 20 кг с обратным щебеночным фильтром. Перед сооружением отсыпана берма шириной около 2 м.

В головной части пирса № 3 перед сооружением произведено укрепление дна с помощью отсыпки слоя камня диаметром 0,4 – 0,8 м.

На массивах-гигантах возведена монолитная железобетонная надстройка высотой 1,2 – 1,3 м. По кордону установлены сборные кордонные блоки-камни. Колесоотбойный брус на всем протяжении сооружения не установлен.

На причалах № 8 и № 9 установлены швартовные тумбы на усилии 80 тс и одно швартовное устройство в виде кнехта. Отбойные устройства на причалах № 8 и № 9 представлены автопокрышками диаметром 1500 мм (рис. 3). Крепление отбойных устройств произведено за рымы, установленные на кордонной части в районе тумбовых масси-

вов цепи крепления навешаны непосредственно на швартовные тумбы. На причале № 10 отбойные устройства не установлены.

На участке причалов № 9 и № 8 смонтированы крановые пути колесей 10,5 м, установленные на основании из железобетонных балок. Ширина балок по верху 480 мм.

По оценке специалистов, техническое состояние причальных сооружений на пирсе № 3 является неудовлетворительным и не позволяет произвести их переспециализацию для перевалки контейнеров без реконструкции. Грунтонепроницаемость причальной стенки нарушена, имеются сквозные разрушения бетона на угловых участках массивов-гигантов, через которые происходит утечка грунта засыпки. Помимо этого массивы-гиганты имеют дефекты в виде трещин, локальных и площадных разрушений бетона. На отремонтированных участ-

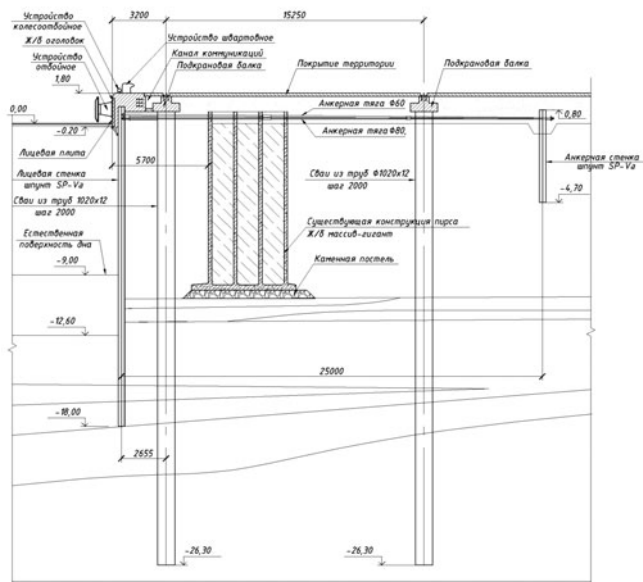


Рис. 5. Конструкция проектируемого причала

ках местами существует утечка грунта, в результате которой образовались значительные ниши (рис. 4).

**Предлагаемая конструкция гидротехнических сооружений контейнерного терминала.** Согласно результатам выполненного ОАО «ДНИИМФ» в ноябре 2007 г. подводного и надводного обследования техническое состояние причального фронта (причалы № 9, 10 и участок  $L = 50,0$  м причала № 8) порта Раджин признано несоответствующим для тяжелых нагрузок и условий эксплуатации контейнерного причала.

В состав гидротехнических сооружений входят: строящаяся причальная набережная длиной 490 м (причал № 9 длиной 435 м);

реконструируемая причальная набережная длиной 223 м (причал № 8 длиной 150 м).

В предложенных ООО «Мортранспроект» решениях для обеспечения устойчивости сооружения перед существующей конструкцией выполняется оторочка из шпунта SP-Va до отметки минус 18 м. При этом линия кордона причала № 9 выдвигается в сторону акватории примерно на 5,7 м. Шпунтовая оторочка анкеруется за стенку из металлического шпунта SP-Va стальными анкерами диаметром 80 мм с шагом 2 м. Места установки швартовых тумб дополнительно закрепляются с помощью анкерных тяг диаметром 60 мм. Расстояние от оси шпунта до оси анкерной стенки составляет 25 м. С внутренней стороны шпунтовой стенки предусмотрен распределительный пояс из двух швеллеров № 30. Перед устройством нового верхнего строения производится демонтаж существующих отбойных

устройств, швартовых тумб и надстройки верхнего строения старой конструкции.

Новое верхнее строение представляет собой железобетонный оголовок шириной 2 м и высотой со стороны акватории 2 м. В прикордонной части предусмотрен канал для прокладки инженерных сетей.

На причале № 9 имеется прикордонный крановый путь на расстоянии 3 м от кордона. На расстоянии 37,5 м от кордона располагается тыловой крановый путь.

Причал оборудуется швартовными тумбами ТСО-80, установленными с шагом 24 м, и отбойными устройствами «Bridgestone» HC700H, установленными с шагом 7,2 м (рис. 5).

## Выводы

1. Порт Раджин имеет важное стратегическое значение. Выполнение этого проекта обеспечит России значительную часть перспективных грузов на Транскорейской магистрали.

2. С увеличением расчетных судов-контейнеровозов до СК-4000 и мощности терминала до 600 – 1000 тыс. TEU/год проектируемый контейнерный терминал не только сможет выполнять функции каботажного или фидерного порта, работающего только на Транссиб, но и превратится в глубоководный базовый входной порт, обслуживающий океанские линии и ориентированный на интермодальный транзит (передачу груза между морской линией и внутренним транспортом — железнодорожным, автомобильным).



# Комплекс гидротехнических сооружений водозаборов АЭС “Куданкулам” (Республика Индия)

Литвиненко И. Г., главный специалист,  
Федотова Д. А., ведущий инженер (ООО “Мортранспроект”)

Дано описание основных гидротехнических сооружений системы технического водоснабжения АЭС “Куданкулам” (Индия) и гидрометеорологических условий площадки строительства.

**Ключевые слова:** АЭС “Куданкулам”, водозаборные и гидротехнические сооружения АЭС, математическое моделирование, гидрометеорологические и литодинамические процессы.



Литвиненко И. Г.

В связи с дефицитом электроэнергии в Индии правительство республики поставило задачу к 2012 г. в рамках XI пятилетнего плана (2008 – 2012 гг.) увеличить генерирующие мощности на 90 000 МВт. Предполагается строительство мощностей около 60 000 МВт в секторе теплоэнергетики, свыше 16 500 МВт в секторе гидро-

энергетики, а также модернизация и ремонт существующих объектов электрогенерации.

Особенностью потребления электроэнергии в Индии, как отмечают экономисты Всемирного банка, является то, что рост бытового потребления сильно ограничен отсутствием у почти 40 % жителей доступа к электричеству (по другим источникам, доступ к электричеству ограничен у 43 % горожан и 55 % сельских жителей). Еще одной “болезнью” местной электроэнергетики является ненадежность поставок. Отключение электричества — обычная ситуация даже в крупных городах и промышленных центрах страны.

Индийская сторона заключила с ОАО “Атомэнергопроект” контракт на проектирование и строительство АЭС “Куданкулам”. Предполагаемая мощность станции составит 16 000 МВт, что будет достигнуто за счет строительства 16 энергоблоков по 1000 МВт. В настоящее время построены первый и второй энергоблоки, которые проходят испытания.

Проектируемая АЭС “Куданкулам” размещается с восточной стороны южной оконечности полуострова Индостан на берегу Манарского залива, омывающего побережье Индии и Шри-Ланки. Строительная площадка на берегу Манарского залива расположена в самой юго-восточной точке Индии, рядом с г. Каньякумари провинции Тамилнад. Нулевая отметка всех относящихся к безопасности зданий будет располагаться на/выше 7,50 м по отношению к среднему уровню моря — это безопасная высотная отметка для площадки АЭС



Федотова Д. А.

“Куданкулам”. Вся площадка радиусом 2 км от центра расположения реакторных зданий ограждена каменной стеной высотой 3 м с колючей проволокой высотой 600 мм. Предельный радиус для расчета влияния доз на население составляет 1,5 км. В пределах радиусной границы 2 км вход на территорию станции ограничен системами безопасности.

На главном входе, а также на входе в инфраструктурную зону предусмотрены КПП.

Проект АЭС “Куданкулам” разработан на базе серийных энергоблоков с реакторной установкой В-320, которые длительное время эксплуатируются в России и странах Восточной Европы. Основные особенности проекта — уникальное сочетание активных и пассивных систем безопасности, адаптация к тропическим климатическим условиям. Проект АЭС имеет повышенные характеристики безопасности. Качественное повышение уровня безопасности достигается за счет максимального использования пассивных средств обеспечения безопасности, таких, как:

двойная защитная оболочка здания реактора;

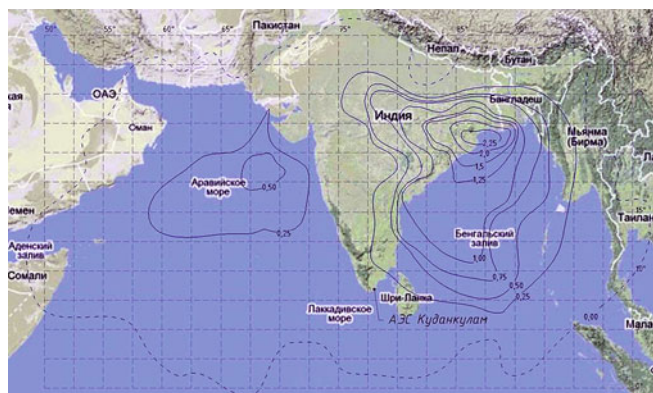
8 дополнительных гидроемкостей для пассивного залива активной зоны;

12 теплообменников системы пассивного отвода тепла остаточных тепловыделений активной зоны в течение неограниченного периода времени без участия операторов;

новая пассивная система быстрого ввода бора для приведения реактора в подкритическое состояние.

Предусматривается также защита от природных и техногенных воздействий: землетрясения, цунами, урагана, падения самолета.

Система технического водоснабжения предусматривает охлаждение энергоблоков морской водой, забираемой из Манарского залива. Так как для нормальной работы реакторов необходимо, чтобы температура забираемой воды была на 7 °С меньше температуры сбрасываемой, понадобится строи-



**Рис. 1.** Среднегодовое количество тропических циклонов, проходящих через 2,5-градусные квадраты в северной части Индийского океана (1990 – 2009 гг.)

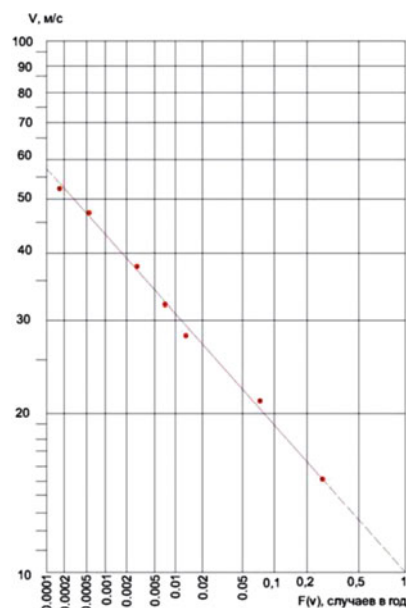
тельство защитной струенаправляющей дамбы и оградительных молов для водозаборных сооружений реакторов 3 – 8.

Для забора воды, предназначенной для охлаждения второго цикла, из Манарского залива был запроектирован и построен комплекс морские сооружений, объединенных защитной дамбой замкнутого профиля: водозаборный трубопровод, расположенный на расстоянии 1100 м от берега и состоящий из четырех наплавных блоков; водозаборное и рыбозащитное сооружения на расстоянии 250 м от берега; берегоукрепление, предназначенное для защиты береговой полосы от размыва.

В настоящее время ведется проектирование сооружений для блоков 3 – 6 с учетом блоков 7 – 8.

ООО “Морские транспортные проекты” (Мос-транспроект) по заказу ОАО “Институт Гидропроект” разрабатывает следующие разделы:

1. Математическое моделирование гидрометеорологических и литодинамических процессов (колебания уровня, волнение, течения, перемещение наносов, тропические циклоны, цунами);
2. Гидротехнические решения.



**Рис. 2.** Режимная функция распределения скоростей ветра, обусловленных прохождением ТЦ

С целью получения обоснованных исходных данных для проектирования оградительных сооружений водозаборов выполнен полный комплекс математического моделирования гидродинамических и литодинамических процессов и их режимных характеристик обеспеченностью 1 раз в 10 000 лет. При расчетах ветрового режима прибрежной зоны Манарского залива использована модель, разработанная Г. И. Литвиненко и основанная на расчете вероятности прохождения зоны максимального шторма в тропическом циклоне (ТЦ) через район проектируемой АЭС. Вероятность возникновения над акваторией Бенгальского залива ТЦ определенной интенсивности рассчитывали на основе сведений о траекториях и основных характеристиках за 20-летний период — с 1990 по 2009 г. (рис. 1), полученных из архива Росгидромета и сайтов:

Т а б л и ц а 1

Расчетные значения скоростей фоновых ветров различных румбов в Манарском заливе, возможных 1 раз в 10 000 лет

Румбы	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Скорость ветра, возможная раз в 10 000 лет, м/с	16,3	15	13,1	11,9	9,8	14,9	14,9	14,5

Т а б л и ц а 2

Значения высот волн с периодом повторяемости 1 раз в 10 000 лет в Манарском заливе без учета ТЦ

Параметры ветрового волнения	Румбы							
	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
3-процентная высота волн, м	2,77	2,95	3,16	3,85	4,52	4,85	5,62	3

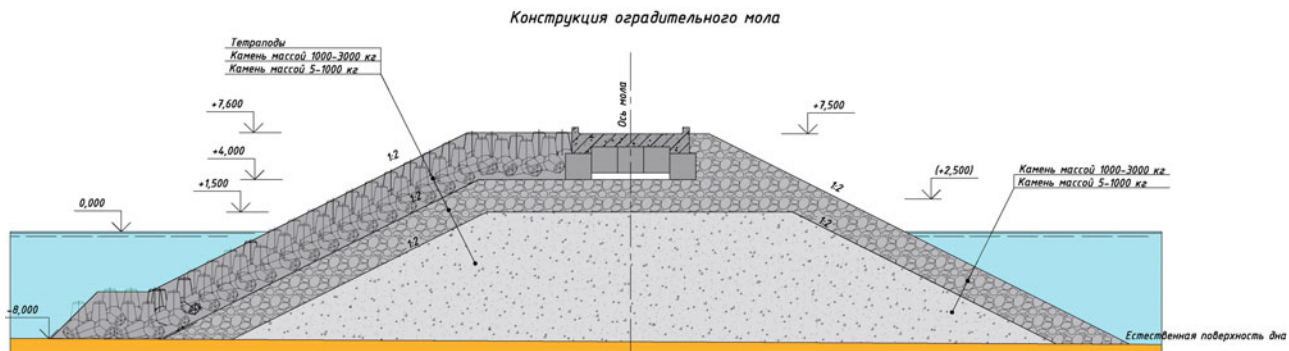


Рис. 3. Разрез оградительного мола

[http://www.imd.gov.in/main\\_new.htm](http://www.imd.gov.in/main_new.htm),  
<http://en.wikipedia.org>.

Режимная функция обеспеченности максимальных скоростей ветра, обусловленных прохождением ТЦ, представлена на рис. 2. Согласно полученным результатам, расчетная скорость ветра обеспеченностью 1 раз в 10 000 лет составляет 57 м/с. Режим фоновых ветров в Манарского заливе рассчитан по архиву синоптических карт Росгидромета за период 1978 – 2007 гг. Результаты расчетов представлены в табл. 1.

При расчете параметров фонового ветрового волнения в Манарском заливе было использовано численное моделирование направленного спектра волнения по волнению на входе в губу и полям ветра в самой губе. Для этого была применена российская атмосферно-волновая модель, разработанная группой специалистов Академии наук и Росгидромета под руководством академика В. Е. Захарова на основании “узконаправленной” теории ветрового волнения. В результате многочисленных проверок была подтверждена хорошая сходимость результатов расчетов по российской атмосферно-волновой модели с данными натурных измерений. Так, для условий Черного моря модель верифицирована по данным измерений заякоренного волноизмерительного буя “Directional Waverider Buoy” в районе Голубой бухты вблизи Геленджика на глубине 60 м. Коэффициент разброса SI, характеризующий степень различия двух рядов (измеренных и рассчитанных по модели высот волн), составляет менее 0,1, а коэффициент корреляции равен приблизи-

тельно 0,9, что считается весьма хорошим значением для волновых моделей в расчетном варианте. Полученные квантили 3-процентных высот волн приведены в табл. 2.

Параметры волнения, обусловленного прохождением ТЦ, представлены в табл. 3.

Расчеты прибрежных течений основывались на методах гидродинамического моделирования. Входными параметрами модели являются следующие гидродинамические данные, полученные для климатического года:

- данные о скорости и направлении ветра в рассматриваемом районе;
- характеристики волн на границе и внутри расчетной области;
- ежечасные данные о приливных осцилляциях уровня;
- плотностные течения в районе, полученные по модели динамики Индийского океана.

Плотностные течения задавались в точке, расположенной на расстоянии около 4,2 км от берега. Эти данные использовались в качестве граничных условий на внешней границе расчетной области.

Приливы и приливные течения получены по гармоническим постоянным для четырех основных волн, помещенным в “Admiralty tide tables Pacific ocean”, Vol. 4, 2008 (Published by the united kingdom hydrographic office), для участка, ближайшего к району строительства АЭС “Куданкулам”.

Расчеты ежечасных высот приливов выполнены по стандартным методикам принятым в Государственном Океанографическом институте Росгидро-

Т а б л и ц а 3

Высоты волн, м, в глубокой воде при прохождении ТЦ

Годы	Обеспеченность высот волн, %				
	50	13	3	1	0,1
Глубина места 50 м					
10 000	7,05	10,38	12,6	13,89	16,06



мета. Приливные колебания уровня далее использовались в качестве граничных условий на открытой морской границе при расчете приливных течений по уравнениям длинных волн.

Расчеты суммарных течений выполнены с учетом как естественных процессов, так и процессов, обусловленных выбросами воды из восьми подводных трубопроводов с расходом  $80,78 \text{ м}^3/\text{с}$  каждый, для трех вариантов защитных дамб системы охлаждения воды.

Для моделирования литодинамических процессов в масштабе длительности штормового цикла используется модель И. О. Леонтьева (Институт океанологии РАН), полная версия которой предназначена для описания штормовых деформаций берега в пределах заданной площади берегового склона. Модель создана для условий песчаных берегов и состоит из нескольких связанных модулей, каждый из которых описывает определенный физический процесс, ответственный за изменения рельефа дна и берега.

В состав тома “Гидротехнические решения” проектной документации, выполняемой ООО “Морские транспортные проекты”, входит разработка защитных струенаправляющих дамб, соединительной дамбы, берегоукрепления. Защитные дамбы и берегозащитное сооружение относятся:

к классу 4 по влиянию на безопасность, согласно “Общим положениям обеспечения безопасности атомных станций”: ОПБ-88/97 (ПНАЭ Г-01-011-97). Классификационное обозначение — 4Н;

ко II категории сейсмостойкости (подкатегория ИБ), согласно “Нормам проектирования сейсмостойких атомных станций”: ПНАЭ Г-5-006-87;

ко II категории по ответственности за радиационную и ядерную безопасность, согласно “Нормам строительного проектирования атомных станций с реакторами различного типа. Правила и нормы в атомной энергетике”: ПИН АЭ-5.6.

Берегоукрепление предназначено для того, чтобы защитить береговую полосу от размыва, а также чтобы служить перемычкой на время строительства аванкамеры.

Защитная струенаправляющая дамба образует замкнутый контур в месте расположения водозаборных сооружений и водозаборного трубопровода, что позволит “отсечь” теплую воду и отвести ее дальше в океан, для лучшего перемешивания и выравнивания температуры. Оградительные молы водозаборного сооружения служат для защиты водозаборного трубопровода от внешних воздействий, а также являются дополнительным барьером от попадания наносов и биомассы. Естественные отметки в месте расположения защитных дамб изменяются от минус 4,50 до минус 12,50 м.

Проектирование защитной дамбы и берегозащитного сооружения выполняется в соответствии с Российскими строительными нормами и правилами для морских гидротехнических сооружений. Во всех случаях устойчивость сооружений откосного типа, какими являются защитная дамба и берегоукрепительное сооружение, зависит прежде всего от надежности крепления откосов, подверженных волновому воздействию.

Для защитной дамбы и берегоукрепительного сооружения путем математического моделирования были определены высоты, период и длины расчетных волн. Эти параметры определялись в зависимости от направления и силы ветра, глубины акватории непосредственно у сооружения, положения уровня моря. После получения параметров расчетных волн в зависимости от крутизны откосов защитной дамбы и берегоукрепительного сооружения определялась высота их наката и принималась отметка верха этих сооружений.

Исходя из параметров расчетных волн определялась масса элементов крепления откосов в зависимости от того, был ли принят камень или искусственные бетонные блоки различной конфигурации. Расчетные массы элементов определены для крутизны откоса 1:2.

Конструкция дамбы дана на рис. 3.

Водонепроницаемость дамбы обеспечивается сплошной стенкой из металлического шпунта типа Ларсен, Л5, расположенной внутри дамбы и обсыпанной щебнем. Использование катодной или какой-либо другой защиты для металлического шпунта не предусматривается, так как срок службы шпунта более 50 лет.

Ядро дамбы отсыпается из камня массой от 5 до 1000 кг, по верху этого камня слоем толщиной 2,5 м укладывается камень массой от 1000 до 3000 кг. Со стороны внешней акватории камень защищается фасонными бетонными блоками в виде тетраподов необходимой массы. Масса тетраподов в зависимости от глубины воды у дамбы и величины расчетной волны принята равной 13 000 и 20 000 кг.

По верху дамбы идет надстройка, состоящая из сборных бетонных блоков массой 30 000 кг, на которых расположена надстройка из монолитного железобетона. На надстройке располагается технологическая автодорога.

По всей длине защитных струенаправляющих дамб и берегоукрепления обеспечивается проезд автомобильного транспорта. В головной части струенаправляющих дамб и оградительных сооружений портовой акватории устраиваются предохраняющие светящиеся знаки. Подъезд к дамбе осуществляется по мосту шириной 8 м.

## Совершенствование законодательной базы при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений морских портов

Паперный А. Я., директор по развитию (ООО “Мортранспроект”)

Рассмотрен вопрос о законодательной базе по проблемам земле- и водопользования, проектирования и строительства объектов инфраструктуры морских портов.

**Ключевые слова:** морские порты, развитие, инвестиции, законодательная база.



Паперный А. Я.

Российской Федерации от Советского Союза досталось весьма скромное портовое хозяйство. Самые современные порты оказались за границей, а оставшиеся могли обеспечить не более 50 % внешнеторгового оборота страны.

В прошедшие годы основной прирост пропускной способности портов, в первую очередь для сухих грузов, обеспечивался за счет созда-

ния портовых перегрузочных комплексов на всех мало-мальски подходящих для этой цели причалах, принадлежащих судоремонтным и судостроительным заводам, предприятиям стройиндустрии, Академии наук, Минобороны и т.п. Это позволяло с небольшими затратами и в короткие сроки резко увеличить пропускную способность отечественных портов и обеспечить с 1993 по 2010 г. увеличение их суммарного грузооборота в 4,5 раза — до 526 млн. т.

Оборотной стороной этого процесса была невысокая эффективность создаваемых мощностей, обусловленная использованием имеющихся гидротехнических сооружений, как правило, с неоптимальными характеристиками.

Развитие российской портовой инфраструктуры в настоящее время вступило в новый этап. С одной стороны, резервов в виде неиспользуемых причалов практически не осталось, с другой — российским товаропроизводителям необходимы высокопроизводительные специализированные портовые комплексы, способные переваливать грузы с минимальными издержками и принимать под обработку суда максимально возможного тоннажа.

На повестке дня строительство новых портов для контейнерных и навалочных грузов. Такой порт для Черноморского бассейна проектируется на Таманском полуострове, для Балтийского — предполагается строительство в районе мыса Северный Калининградской области. Для Дальневосточного бассейна в силу исторических причин этот вопрос менее актуален, но через 5 – 10 лет он также потребует своего решения.

Новое строительство требует сотен миллиардов рублей инвестиций как государственных, так и частных. Привлечь частные инвестиции в таких объемах возможно только обеспечив прозрачность земельных и имущественных отношений в соответствии с действующим законодательством. Немаловажное значение имеет также наличие легитимной нормативной базы для проектирования и строительства портовых объектов. К сожалению, ситуация в этом вопросе далека от идеала.

Портовое хозяйство СССР было разделено между ведомствами. Свои порты были у Минморфлота, Минрыбхоза, Минлесхоза, Министерства нефтяной и газовой промышленности, Академии наук, Госснаба и даже у крупных промышленных предприятий (например, у Норильского горно-металлургического комбината). Очевидно, ведомственная разобщенность не позволила создать единую базу нормативно-правовых документов, регламентирующих вопросы проектирования и строительства портовой инфраструктуры.

В СССР фактически был один законодательный акт, регламентирующий портовую деятельность — “Кодекс торгового мореплавания”, который из-за стремительных изменений реалий российской жизни, происшедших в начале 1990 г., безнадежно устарел. Не был разработан и утвержден СНиП на портовые гидротехнические сооружения. Имеющиеся РД, СН, ВСН, МДС и т.д. были разработаны различными ведомствами для внутреннего использования и носят сейчас чисто рекомендательный характер.

В Советском Союзе не были урегулированы на современном уровне земельные вопросы, особенно в отношении земель водного фонда, искусственно обретенных территорий.

Отсутствие законодательной базы в вопросах принятия решения о месте строительства портовой инфраструктуры, в частности неопределенность органа компетентного принимать такие решения, процедур оформления о строительстве нового порта, установления границ акватории и территории портов привело в 90-х гг. к появлению портовых комплексов и целых портов, действовавших вне государственного портового контроля, с чисто номи-

**Список перспективных площадок для строительства грузовых терминалов**

Месторасположение	Возможная специализация
<b>Балтийский бассейн</b>	
Лужская губа, район севернее Новой гавани	Навалочные грузы
Калининградская область, район мыса Северный	Глубоководный порт (проходная осадка 15 м) для всех видов грузов
Калининградская область, восточный берег Калининградского морского канала от г. Калининград до г. Светлый	Терминалы для контейнеров, наливных и навалочных грузов для нужд промышленных предприятий, расположенных в этой зоне
<b>Черноморский бассейн</b>	
Таманский полуостров, район озера Солёное	Универсальный порт для всех видов сухих грузов
Новороссийск, район Новороссийского СРЗ	Контейнерный терминал
Таманский полуостров, район западнее мыса Панагия	Терминал для навалочных грузов
<b>Каспийский бассейн</b>	
Устье Волги, рукав Бахтемир, Ильмень Забурунный	Универсальный порт для всех видов грузов
<b>Арктический бассейн</b>	
Белое море, лиман Сухое море	Универсальный порт для всех видов грузов доставляемых по ЖД “Белкамут”
Обская губа, район поселка Соббета	Терминал для экспорта СПГ
Полуостров Ямал, район поселка Харасовэй	Терминал для экспорта СПГ
Чешская губа, район мыса Большой Руменичный	Терминал для экспорта нефти и газового конденсата
Кольский полуостров, залив Девкина заводь	Терминалы для навалочных, контейнерных и наливных грузов
<b>Дальневосточный бассейн</b>	
Залив Петра Великого, бухта Троицы	Универсальный порт для чистых сухих грузов, ориентированный в первую очередь на “китайский транзит”
Порт Восточный, участок восточнее устья р. Хмыловка до 1 причала	Терминал для контейнеров
Бухта Врангеля, участок восточнее мыса	-
Уссурийский залив, район бухты Суходол (мыс Красный)	Терминал для навалочных грузов
Уссурийский залив, район бухты Пять Охотников	Терминал для навалочных грузов
Уссурийский залив, г. Большой Камень	Терминал для навалочных грузов
Уссурийский залив, мыс Голый	Терминал для навалочных грузов
Татарский пролив, бухта Мучка	Терминал для навалочных грузов
Татарский пролив, мыс Южный	Терминал для навалочных грузов
Сахалин, мыс Изъльметьева	Терминал для навалочных грузов
Сахалин, район поселка Ильинский	Новый порт, в первую очередь для экспорта углеводородов добываемых на шельфе острова

нальным государственным контролем, включая таможенный и пограничный, за их деятельностью.

Ситуация стала меняться к лучшему только в конце 1990 гг. В 1998 г. был принят закон “О внут-

ренних морских водах, территориальном море и прилегающей зоне Российской Федерации”, в 1999 г. — “Кодекс торгового мореплавания Российской Федерации”, в 2001 г. — “Земельный кодекс”, в



2004 — “Градостроительный кодекс”, в 2006 — “Водный кодекс”. Принятием в октябре 2007 г. закона “О морских портах в Российской Федерации и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации” был сформирован пакет законов, образующих правовое поле для портового строительства.

Определен орган исполнительной власти, принимающий решение о строительстве новых и расширении действующих портов — это Правительство Российской Федерации. Установлен порядок выбора места строительства новых портовых комплексов — разработка и корректировка Схемы территориального планирования Российской Федерации в области развития транспорта и путей сообщений, порядок формирования земельных участков под портовое строительство и оформления исходно-разрешительных документов — разработка документации по планировке территории.

Однако, как показало время, принятые законы плохо согласуются, имея некоторые разночтения.

Часть важных вопросов портового строительства пока что ими не урегулирована. Это относится прежде всего к искусственно образованным территориям. Законодательно установлено, что они не являются гидротехническими сооружениями. В то же время не прописана процедура межевания земель водного фонда и их перевода в земли промышленности и транспорта. У инвесторов нет возможности оформить законное разрешение на образование искусственной портовой территории, а после завершения работ зарегистрировать ее в качестве земельного участка. Нельзя зарегистрировать в качестве недвижимого имущества построенные на этих участках объекты. Сегодня это проблема является серьезным препятствием для потенциальных инвесторов.

К сожалению, позитивные сдвиги наблюдаются только в части законодательных актов и принятых в их развитие актах Правительства. Новые строительные нормы и правила портовых гидротехнических сооружений практически не разрабатываются. Разрабатываемый технический регламент, как и СНиП 33-01-2003 “Гидротехнические сооружения”, рассматривает в первую очередь вопросы проектирования и строительства напорных сооружений гидроэнергетики, отводя портовым сооружениям весьма скромное место.

Между тем имеющаяся нормативная база, разработанная в середине 50-х гг. прошлого века, рассчитанная на проектные глубины 10 – 11,5 м, не позволяет обеспечить проектирование и строительство современных, надежных портовых гидротехнических сооружений с проектными глубинами до 17 – 20 м и высокими удельными нагрузками. Проблемы с причалом № 106 Санкт-Петербургского порта, причалами Морского фасада Санкт-Петер-

бурга и порта Усть-Луга, а также обрушение строящегося защитного мола в порту Сочи — Имеретинский, приведшее к серьезным материальным потерям и человеческим жертвам, наглядное тому свидетельство. Все эти объекты были спроектированы в соответствии с действующими нормами, проектная документация на их строительство получила положительное заключение государственной экспертизы.

Более того, сегодня на повестке дня стоит вопрос проектирования портовой гидротехники за полярным кругом. Уже принято решение Правительства РФ о строительстве портового комплекса для экспорта сжиженного природного газа (СПГ) в поселке Сабетта (Обская губа), на очереди строительство крупного универсального морского порта в поселке Харасавэй. Опыта проектирования и строительства портовых сооружений для подобных климатических условий в мире нет. Действующие в России строительные нормы не предусматривают возможности строительства подобных сооружений.

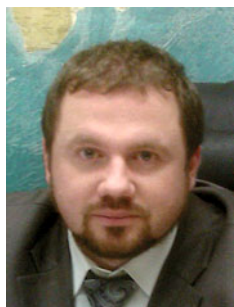
Похожая картина складывается и с технологическими нормами проектирования морских портов. Последний раз эти нормы были изданы в 1997 г. Фактически это издание и издание 1993 г. представляют собой перепечатку “Норм технологического проектирования морских портов” ВНТП 01-78 Минморфлота и отражают уровень развития судостроения и портовых технологий почти сорокалетней давности. Бесполезно искать в них современные крупнотоннажные суда, высокопроизводительные технологии и оборудование, целые классы грузов (например, сжиженные газы). Проектировщики вынуждены ориентироваться на действующие зарубежные аналоги.

К более серьезным последствиям приводят устаревшие нормативы габаритов портовых каналов и акваторий. Действующие нормативы не учитывают широкое распространение, которое получили в судостроении подруливающие устройства и полноповоротные винтовые колонки, принципиально изменившие маневренность современных транспортных судов. Возросшая маневренность судов и современные высокоточные средства судовождения делают необоснованными требования действующих норм к ширине каналов и акваторий. Следование им при проектировании новых портов приведет к напрасной трате на дноуглубительные работы многих миллиардов рублей.

Для успешной реализации планов портового строительства необходимо в ближайшие год-два доработать законодательство, разработать и ввести в действие технический регламент по портовым гидротехническим сооружениям, разработать и утвердить в установленном порядке новые нормы технологического проектирования морских портов.

# Совершенствование действующих норм и правил при проектировании и строительстве морских портов

Базыкин И. В., начальник управления (ФГУП “Росморпорт”)



Базыкин И. В.

**Современное состояние нормативной базы.** Морской порт является комплексным объектом, включающим не только инфраструктуру морского транспорта, но и целый ряд других объектов, обеспечивающих:

пограничный и таможенный контроль;

генерирование транзитных и внутригородских потоков грузов и пассажиров через прилегающий населенный пункт;

все виды безопасности (навигационную, экологическую, антитеррористическую).

По каждому из этих направлений существует своя нормативная база, созданная 25 – 30 лет назад, которая уже не соответствует современным техническим требованиям. В настоящее время проектирование объектов морского транспорта осуществляется в соответствии с перечнем действующих строительных норм и правил.

СНиП 10-01-2003 “Система нормативных документов в строительстве. Основные положения”, выпущенный в 1994 г., установил порядок разработки Единой системы нормативных документов (ЕСКД), содержащей головной документ с общими основными требованиями (СНиП) и своды правил (СП) по всем разделам проектной документации. В свою очередь, своды правил должны были иметь ряд соответствующих руководящих документов по строительству (РДС). Например, по СП “Гидротехнические сооружения” предусматривалась разработка таких РДС, как: оградительные сооружения, причальные сооружения, берегозащитные сооружения, акватории и каналы; по СП “Береговые сооружения” — покрытия, дороги, крановые и железнодорожные пути, склады, пассажирские вокзалы, административные здания, ремонтная база, паромные переправы, специализированные перегрузочные комплексы различного технологического назначения и т.д. Однако до настоящего времени вышеуказанные документы не разработаны.

В соответствии с законом “О техническом регулировании” практически вся нормативная база (документы РД 31) с 1 июля 2010 г. приобрела статус справочного пособия. Период, отведенный на переработку нормативной базы в документы, соответствующие закону (национальные стандарты, стандарты организаций и своды правил), закончился, но документы до настоящего времени так и не разработаны.

Необходимо отметить, что большая часть норм, действующих на территории РФ, не учитывает в пол-

ной мере современный технический уровень флота и перегрузочной техники (номенклатура судов, скорость обработки с учетом современных технологий). Это приводит к серьезным ошибкам при проектировании объектов портовой инфраструктуры.

**Основные направления совершенствования нормативной базы.** Разработка новых нормативных документов должна проводиться на основании анализа опыта работы современных портов (включая иностранные), достигнутых технико-экономических показателей и эксплуатации флота с точки зрения эффективности их работы.

*Гидротехническое строительство.* В период разработки СНиП 2.02.03-85 “Свайные фундаменты” действовало постановление Госстроя СССР о запрете применения стальных труб большого диаметра (530 мм и более) для изготовления свай. Нормативная база в общестроительном плане для расчета стальных трубчатых свай, погружаемых с открытым нижним концом, не разрабатывалась и в настоящее время отсутствует. В СНиП 2.02.03-85 “Свайные фундаменты” нет указаний по определению несущей способности свай из стальных труб большого диаметра, погружаемых с открытым нижним концом.

На основе отечественного и зарубежного опыта необходимы разработка методов расчета несущей способности свай из стальных труб большого диаметра и закрепление этих методов в нормативных документах.

*Технологическое проектирование морских портов.* Корректировка нормативной базы должна проводиться на основе анализа прогрессивных портовых технологий, современных требований по организации пунктов пропуска через государственную границу, обеспечению экологической и промышленной безопасности по следующим основным направлениям:

совершенствование методов технологических расчетов, обеспечивающих получение расчетных характеристик проектируемых объектов, соответствующих современным прогрессивным показателям;

определение категорий производств по взрывопожарной опасности и класса зон для зданий и помещений отраслевых объектов с учетом методики расчета, установленной действующими нормами пожарной безопасности;

разработка новых норм по компоновке и определению размеров причальных сооружений, габаритов акваторий и подходов каналов, безопасности мореплавания, пунктов пропуска;

замена существующих устаревших норм по пожарной защите причалов для перегрузки нефти и нефтепродуктов;

разработка нормативных документов по технологическому проектированию перегрузочных комплексов нефти и нефтепродуктов, сжиженных углеводородных и природных газов, продуктов нефтехимии;

разработка типовых организационно-штатных структур порта, грузового района, перегрузочного комплекса для использования при проектировании портовых административных и санитарно-бытовых зданий.

*Охрана окружающей среды.* В соответствии со ст. 48 Градостроительного Кодекса разделы проектной документации определены Постановлением Правительства РФ от 16.02.2008 г. № 87. Для обеспечения данных разделов проекта нормативной документацией необходимо:

привести в соответствие нормативно-правовую базу в части, не противоречащей природоохранному законодательству, закону о портах, международному морскому праву;

усовершенствовать нормативную документацию в части подготовки разделов по охране окружающей среды на различных стадиях проектирования с учетом данных по территориальному планированию;

разработать технические регламенты в соответствии со ст. 37 7-ФЗ “Об охране окружающей среды” в области охраны окружающей среды в части проектирования морских портов;

подготовить руководство по разработке раздела охраны окружающей среды и оценки воздействия на окружающую среду для портовых сооружений.

**Ценообразование.** В 2008 – 2009 гг. Министерством регионального развития РФ была переработана сметно-нормативная база 2000г. и введен в действие Федеральный реестр сметных нормативов, подлежащих применению при определении сметной стоимости объектов капитального строительства, сооружение которых планируется осуществлять с привлечением средств федерального бюджета. Однако в данной базе отсутствует ряд нормативов для определения стоимости специфических работ.

Наиболее критическая ситуация сложилась в области определения стоимости производства дноуглубительных работ. В настоящее время для определения стоимости производства дноуглубительных работ применяется “Прейскурант на морские дноуглубительные работы” являющийся частью сметно-нормативной базы 1984 г., а также ряд других документов. Но в соответствии с Постановлением Госстроя России от 08.04.2002 № 16 с 1 января 2003 г. нормативные документы, представленные в уровне цен 1991 и 1984 гг., считаются утратившими силу.

Технические решения по производству дноуглубления, как правило, подтверждаются данными организации-разработчика, а стоимостные показатели зачастую базируются на коммерческом предложении, что категорически не может быть принято экспертными органами для оценки достоверности стоимости данных работ, и эти проблемы ложатся на проектные организации, разрабатывающие проектные решения.

Данная проблема наиболее актуальна для государственного заказчика.

Объем ремонтных дноуглубительных работ, выполняемых ФГУП “Росморпорт” на водных объектах (морские каналы и акватории портов), ежегодно составляет около 6 млн. м<sup>3</sup>. Кроме того в связи со значительным развитием в нашей стране портовой инфраструктуры объем дноуглубительных работ при новом строительстве увеличился с 2,44 млн. м<sup>3</sup> в 2005 г. до 16,25 млн. м<sup>3</sup> в 2009 г. В 2010 г. объем дноуглубления составил 9 млн. м<sup>3</sup>, в 2011 г. планируется 14,66 млн. м<sup>3</sup>.

Похожая ситуация складывается при определении стоимости других видов работ гидротехнического строительства. Существующие единичные расценки не учитывают фактически применяемые механизмы и технологии производства работ, что приводит к не вполне корректному определению стоимости строительства в целом. В связи с вышеизложенным очевидна необходимость корректировки и совершенствования действующей нормативной базы.

Текущая работа ФГУП “Росморпорт” по совершенствованию нормативной базы. В настоящее время ФГУП “Росморпорт” завершило разработку “Руководства по обеспечению охраны окружающей среды при проведении морских дноуглубительных работ”.

Следует отметить, что на сегодня руководящий документ (РД) для регламентирования данного вида деятельности отсутствует.

Разработанный проект РД должен обеспечить:

введение единых общих требований и норм по охране окружающей среды при производстве морских дноуглубительных работ;

строгий порядок действий при осуществлении природоохранных мероприятий в ходе подготовки, планирования и проведения морских дноуглубительных работ;

повышение оперативности и качества мероприятий, гарантирующих экологическую безопасность при проведении морских ремонтных дноуглубительных работ и сбросе (захоронении) извлеченного грунта;

снижение затрат на подготовку и проведение природоохранных мероприятий.

Документ проходит согласование органов исполнительной власти.

ФГУП “Росморпорт” совместно с ФГУ “Федеральный центр ценообразования в строительстве и промышленности строительных материалов”, а также с рядом ведущих российских и иностранных дноуглубительных компаний приступило к работе, результатом которой станет проект сборника государственных элементных сметных норм и федеральных единичных расценок на проведение морских дноуглубительных работ.

Разработка данных нормативов для объектов государственной собственности поможет объективно оценить стоимость выполнения дноуглубительных работ и заложит фундамент для дальнейших технологических усовершенствований.



---

---

# Научные исследования в области проектирования и эксплуатации морских гидротехнических сооружений

---

---

## Закрепление слабых грунтов оснований причалов полиэтиленовыми перфорированными сваями

Костюков В. Д., доктор техн. наук, профессор,  
заместитель директора по НИОКР, (ООО «Мортранспроект»),  
Степанян Г. А., аспирант (МГАВТ)



Костюков В. Д.

Эксплуатационная надежность и экономичность причалов, возводимых на илах большой мощности, в значительной степени зависит от выбора способа закрепления слабых грунтов. В редких случаях, когда мощность илов небольшая и геологические разрезы являются подходящими для производства черпания, может применяться замена слабых грунтов

песчаной или скальной отсыпкой. Однако для современных причалов с большими глубинами у кордона замена слабых грунтов в портовом строительстве является дорогостоящей операцией, при этом основная проблема состоит в удалении и утилизации илистых грунтов. В связи с резким ужесточением требований экологических норм прежняя практика сбросов илистых грунтов на морские свалки категорически запрещена либо требует значительной финансовой компенсации. Не менее трудным, а порой и неразрешимым является вопрос добычи больших объемов песка, пригодного для замены ила. Следовательно, одним из главных направлений в строительстве портовых гидротехнических сооружений на слабых грунтах должны быть новые технологии возведения сооружений без удаления илистых грунтов. Проектные решения для таких условий должны быть разработаны с учетом закрепления слабых грунтов и превращения их в несущий элемент конструкции.

В настоящее время в отечественной практике портового строительства наиболее известными и распространенными являются два способа: использование песчаных дрен для консолидации слабых грунтов и использование бурсмесительной технологии для создания несущего грунтоцементного композита в виде илоцементных свай в основании сооружения. Однако эти способы также не лишены существенных недостатков. Так, возведение причалов на илах большой мощности при использовании песчаных дрен

для консолидации слабого основания характеризуется значительным увеличением времени строительства. Кроме того, необходим большой объем песка для создания предварительной огрузки территории. Оба фактора приводят к значительному удорожанию объекта, в том числе за счет отдаления сроков ввода перегрузочного комплекса в эксплуатацию.

Одним из главных преимуществ бурсмесительной технологии над технологией песчаных дрен является отсутствие необходимости предварительной огрузки территории и сокращение времени строительства сооружения за счет исключения времени консолидации грунта. Но для илоцементных свай действуют другие ограничения, установленные РД 31.31.29-82 и практикой проектирования и строительства:

- угол наклона равнодействующей внешних нагрузок относительно оси свай не должен превышать  $6^\circ$ ;
- невозможность применения илоцементных свай в зонах сезонного замораживания и оттаивания;
- не изучен вопрос долговечности илоцементных свай;
- не изучена в необходимой степени сплошность илоцементного композита по длине и объему свай;
- на илоцементные свай запрещается передача динамических нагрузок, не погашаемых распределительным слоем.

В качестве альтернативного варианта закрепления слабого основания причального сооружения может быть рассмотрено применение полиэтиленовых перфорированных труб (свай), заполненных песком. Такое решение практически снимает все вышеуказанные ограничения и позволяет не только значительно повысить надежность перегрузочного комплекса, но и существенно ускорить сроки ввода его в эксплуатацию. Главным преимуществом полиэтиленовых свай по сравнению с илоцементными является наличие нормированных физико-механических характеристик материала поливинилхлорида (ПВХ) (таблица).

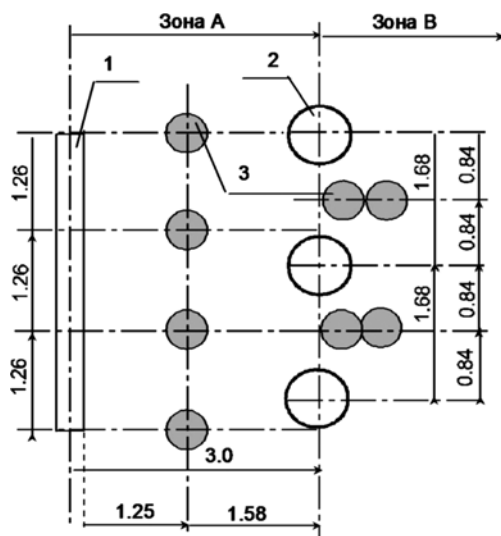


Рис. 1. Условная схема поля полиэтиленовых свай в зоне и на границе зоны В: 1 — шпунтовая лицевая стенка; 2 — металлические сваи экранирующего ряда; 3 — пластиковые сваи

С технологической точки зрения для погружения таких свай на строительной площадке не требуется новое оборудование, такое, например, как дорогостоящая буросмесительная установка для илцементных свай. Погружение полиэтиленовых свай производится сваебойным оборудованием с лидирующей обсадной трубой, извлекаемой после достижения проектной отметки.

Назначение полиэтиленовых свай заключается:

- в восприятии вертикальных нагрузок;
- в армировании и закреплении массива грунта;
- в сопротивлении смещению при потере конструкцией общей устойчивости по круглоцилиндрической поверхности скольжения;
- в ускорении консолидации ила путем фильтрации воды через отверстия в стенках свай. Грунтом заполнения свай является песок крупный с песчинками преимущественно круглой и овальной формы, обеспечивающими необходимые фильтрационные свойства.

Полиэтиленовые сваи целесообразно располагать в первую очередь в опасных с точки зрения эксплуатационной надежности зонах причала А и В (рис. 1).

Зона А представляет собой силосное пространство между лицевой стенкой и прикордонным экранирующим рядом и является одной из двух грузовых зон в причале (вторая зона В), оказывающих наиболее существенное влияние на эксплуатационную надежность конструкции причала. Поэтому закреплению слабого грунта в данной зоне должно быть уделено особое внимание. Прежде всего, учитывая необходимость устройства потерн для энергетических сетей вдоль причала, а также устройства подкрановой балки на головах свай первого экранирующего ряда, в проекте можно принять условие, чтобы эти конструкции могли быть спроектированы таким образом, чтобы одновременно соответствовали требо-



Рис. 2. Подготовка головы полиэтиленовой сваи к испытаниям

ваниям разгрузочной платформы. В этом случае нагрузка на поверхности грунта в силосной зоне отсутствует.

Необходимо с особой технологической точностью и тщательностью выполнить так называемые замковые закрепляющие сваи, расположенные правее от оси экранирующего ряда свай 2 на входе в силосное пространство между экранирующими сваями, а также сваи 3 внутри силоса (рис. 1).

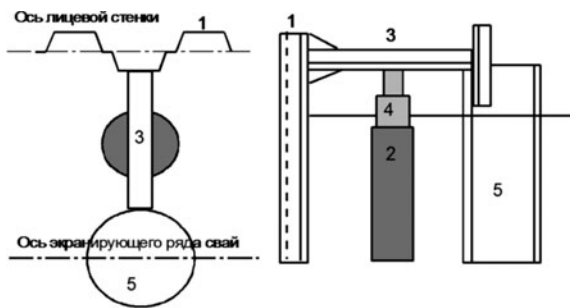
Зона В является второй грузовой зоной в причале (после зоны силоса), оказывающей наиболее существенное влияние на прочность и устойчивость конструкции. Особое внимание должно быть обращено на технологическую точность выполнения работ и в первую очередь на соблюдение требований к прочности и длине свай, а также к плотности распределительного слоя.

Поскольку одной из основных функций полиэтиленовых свай является восприятие вертикальных эксплуатационных нагрузок на причал, перед выпуском проекта должны быть выполнены полевые испытания на вертикальную вдавливающую нагрузку на строительной площадке и произведена корректировка расчетных показателей несущей способности свай. Количество свай, подлежащих контрольным испытаниям, устанавливается в следующих пределах: до 0,5 % общего количества свай на данном объекте, но не менее 2 шт.;

на причале длиной до 150 м — не менее 3 шт. длиной до 250 м — не менее 5 шт. В случае значительного расхождения результатов испытаний назначается дополнительное испытание.

Головы свай, предназначенных для испытаний статической вдавливающей нагрузкой, должны быть специально подготовлены: торцевая поверхность ствола сваи выровнена до образования плоскости, нормальной к продольной оси сваи. Торцы сваи должны быть закрыты деревянной пробкой, свая с помощью муфты должна быть обжата в районе пробки.

Для передачи равномерно распределенной нагрузки от домкрата на голову полиэтиленовой сваи используется кожух из металлической трубы с заварен-



**Рис. 3.** Схема оборудования для восприятия реактивных сил в зоне силоса: 1 — шпунт лицевой стенки; 2 — полиэтиленовая свая; 3 — балка для упора гидродомкрата; 4 — гидродомкрат; 5 — металлические сваи прикордонного экраняющего ряда

ным верхним торцом (перевернутый стакан, рис. 2), надетый на деревянную пробку головы сваи.

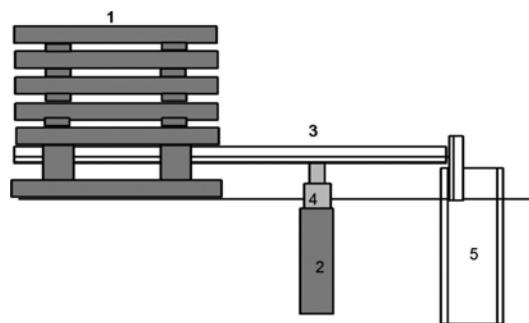
В зависимости от места проведения испытаний на территории причала могут быть использованы следующие схемы оборудования для восприятия реактивных сил:

зона силосного пространства (между лицевой стенкой и первым экраняющим рядом) — упором для гидравлического домкрата служит система балок, приваренных к лицевой стенке и к свае экраняющего ряда (рис. 3);

зоны причала, примыкающие к прикордонному и тыловому экраняющим рядам или к анкерной стенке — упором для гидравлического домкрата служит система балок, приваренных одним концом к свае экраняющего ряда или к анкерной стенке. Второй конец балки пригружен грузовой платформой, выложенной из железобетонных плит покрытия причала (рис. 4). Расстояние от габарита грузовой платформы до полиэтиленовой сваи не должно быть меньше пяти диаметров испытываемой сваи;

зоны причала, удаленные от несущих конструктивных элементов сооружения — упором для гидравлического домкрата служит система балок, пригруженных грузовыми платформами, выложенными железобетонными плитами покрытия (рис. 5). Расстояние от габарита грузовой платформы до сваи не должно быть меньше пяти диаметров испытываемой сваи.

Конструкция опоры гидравлического домкрата на сваю должна обеспечивать строгую соосность передаваемой нагрузки с осью сваи. Измерение перемещений свай должно производиться прогибомерами с точностью не менее 0,1 мм. Количество приборов, устанавливаемых симметрично на равных (не более



**Рис. 4.** Схема оборудования для восприятия реактивных сил в зонах, прилегающих к экраняющим сваям и к анкерной стенке: 1 — грузовая платформа из железобетонных плит покрытия причала; 2 — полиэтиленовая свая; 3 — балка для упора гидродомкрата; 4 — гидродомкрат; 5 — металлические сваи прикордонного экраняющего ряда

2 м) расстояниях от испытываемой сваи, должно быть не менее двух. Величина осадки сваи определяется как среднее арифметическое результатов показаний двух прогибомеров. Контрольные измерения производятся геодезическими приборами и стальной линейкой (рулеткой) от условно выбранной отметки над сваями.

Загружение испытываемой сваи должно производиться равномерно, без ударов, ступенями нагрузки, величина которых определяется программой испытаний, но не более 0,1 заданной в программе наибольшей нагрузки на сваю. При каждой ступени загрузки сваи снимают отсчеты по всем приборам: первый отсчет — сразу после приложения нагрузки, затем последовательно еще 4 отсчета с интервалом 15 мин, два отсчета с интервалом 30 мин и далее через каждый час до затухания перемещения (осадки) — условной стабилизации. Расхождения в показаниях приборов не должны превышать:

- 50 % при осадках менее 1 мм;
- 30 % при осадках от 1 до 5 мм;
- 20 % при осадках более 5 мм.

За условную стабилизацию принимается скорость осадки (перемещения) сваи в грунте:

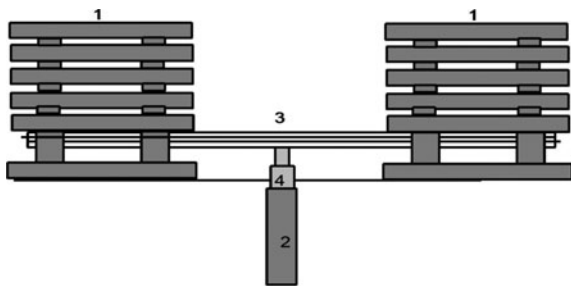
не более 0,1 мм за последний час наблюдений, если под нижним концом испытываемой сваи залегают песчаные грунты или глинистые грунты от твердой до тугопластичной консистенции;

не более 0,1 мм за последние два часа наблюдений, если под нижним концом сваи залегают глинистые грунты от мягкопластичной до текучей консистенции.

#### Характеристики материала пластиковых труб

Материал	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Предел текучести при растяжении, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Удлинение при разрыве, %	Модуль упругости, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
ПВХ	1,4	50 – 56 (500 – 560)	50	3000 (30 000)

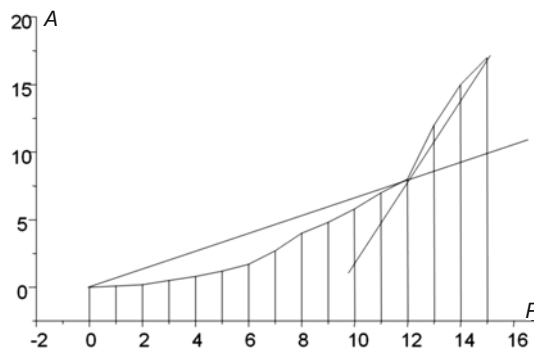




**Рис. 5.** Схема оборудования для восприятия реактивных сил в зонах, удаленных от несущих конструктивных элементов: 1 — грузовая платформа из железобетонных плит покрытия причала; 2 — полиэтиленовая свая; 3 — балка для упора гидродомкрата; 4 — гидродомкрат

Нагрузка при испытании свай должна быть доведена до величины, вызывающей осадку не менее 40 мм. Результаты испытаний каждой сваи должны оформляться в виде графиков зависимости осадки (перемещения) от нагрузки  $A = f(P)$  (рис. 6).

После пробных испытаний полиэтиленовых свай на вертикальную нагрузку и корректировки проект-



**Рис. 6.** График зависимости осадки  $A$  свай от нагрузки  $P$

ных данных выполняется расчет сетки свай в грузовых зонах причала.

Таким образом, предварительный анализ и расчеты причала на илах большой мощности с применением полиэтиленовых свай показывают техническую возможность и экономическую целесообразность таких решений.

## Учет продолжительности шторма при расчетах массы элементов крепления откосов оградительных сооружений

Литвиненко И. Г., главный специалист (ООО «Мортранспроект»)

Проектирование и строительство оградительных сооружений морских портов представляет собой одну из наиболее сложных областей строительства. Множественность факторов, подлежащих учету при проектировании, обусловлена разнообразием режима морских побережий, а также сочетаниями экстремальных гидрофизических процессов, что предъявляет особые требования как к составу, полноте и качеству исходных данных, так и к обоснованности методов расчета нагрузок и воздействий на сооружения.

В мировой практике строительства портовых оградительных сооружений с 70-х гг. XX в. наибольший удельный вес приобретают сооружения откосного профиля. До этого времени область применения откосных оградительных сооружений ограничивалась глубинами до 15 м. Однако уже в 70–80 гг. были введены в эксплуатацию сооружения, выходящие на значительно большие глубины: 25 м (Арзев Эль-Джедид, Алжир); 32 м (Бильбао, Испания); 45 м (Лас-Пальмас, Канарские острова); 52 м (Синиш, Португалия).

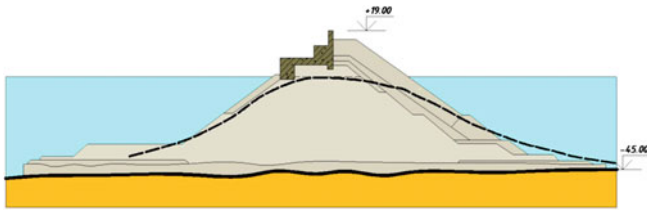
Отличительная особенность оградительных сооружений — работа в режиме взаимодействия с волнением. Нагрузки от воздействия волн являются основными для этих сооружений и оказывают непосредственное влияние на их плановое расположение и выбор конструктивных типов.

Вопрос определения устойчивости элементов крепления оградительных сооружений откосного

профиля в последнее время приобретает все большую актуальность. Несмотря на жесткие требования к составу и качеству исходных данных, используемых при расчетах нагрузок и воздействий, обобщенных методов расчета и расчетных формул, проверки на моделях и т.п., многие из уникальных и дорогостоящих сооружений в процессе эксплуатации претерпели существенные повреждения и даже были разрушены. Так, в 1979 г. практически полностью был разрушен только что отстроенный оградительный мол в порту Синиш (Португалия) [1]. Необходимо отметить, что высоты волн в этом шторме были на 20 % ниже расчетных, обеспечивающих устойчивость откоса. Тем не менее в результате шторма, длившегося около 100 ч, защитный слой морского откоса превратился в подвижную массу с нарушенной структурной устойчивостью. Недостаточная прочность самих блоков привела к их раскалыванию при взаимных ударах. Верх сооружения на участке длиной 1300 м полностью ушел под воду. Размыв основного тела сооружения привел к окончательному перестроению профиля и его уположиванию до равновесного состояния (рисунок).

В современных формулах расчета массы отдельного элемента крепления сооружений откосного профиля отсутствует учет продолжительного воздействия шторма. Многократное повторение волны, например при шторме, нельзя сравнивать с одиночным её воздействием. Ввод такого параметра поможет

Число волн в расчетном шторме $N_t$	1000	2000	3000	3500	4000	4500	5000
Параметр продолжительности $N_p$	0,62	0,76	0,86	0,90	0,93	0,97	1



Конструктивный разрез Западного мола порта Синиш (Португалия). Пунктирной линией показано переформирование морского откоса

уточнить массу и вид элемента наброски. Например, в СНиП 2.06.04-82\*, формула 33, расчет ведется на однократное воздействие волны:

$$m = \frac{3.16 \cdot k_{fr} \cdot \rho_m \cdot h_{1\%}^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \cdot \sqrt{1 + \text{ctg}^3 \varphi}} \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{h_{1\%}}}$$

где  $m$  — масса элемента крепления откоса, т;  $k_{fr}$  — коэффициент формы элемента;  $\rho_m$  — плотность материала укладки, т/м<sup>3</sup>;  $\rho$  — плотность воды, т/м<sup>3</sup>;  $h_{1\%}$  — высота волны однопроцентной обеспеченности;  $\rho$  — средняя длина волны, м;  $\text{ctg} \varphi$  — заложение откоса.

А также в Р 31.3.07-01 (дополнение и уточнение СНиП 2.06.04-82\*):

$$m = \frac{\alpha_0 \cdot k_{fr} \cdot \rho_m \cdot h_{1\%}^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \cdot \text{ctg} \varphi} \cdot \sqrt{\frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%}}}$$

где  $\alpha_0$  — коэффициент устойчивости ( $\alpha_0 = 2,1$ ).

Таким образом, становится ясно, что современные формулы, требуют доработки и ввода параметра, учитывающего продолжительность шторма.

Предлагается ввести параметр  $N_p$ , учитывающий продолжительность шторма

$$N_p = \left(\frac{N_t}{N_\infty}\right)^{0.3}$$

где  $N_t$  — число волн в расчетном шторме;  $N_\infty = 5000$  — максимально возможное число волн.

В данном работе будем использовать формулу из Р 31.3.07-01 как более точную. С учетом параметра продолжительности шторма.

$$m = \frac{\alpha_0 \cdot k_{fr} \cdot N_p \cdot \rho_m \cdot h_{1\%}^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \cdot \text{ctg} \varphi} \cdot \sqrt{\frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%}}}$$

Данная формула может быть модифицирована для волн зыби. При этом учитывается, что длина максимальных волн квазирегулярной зыби соответствует максимуму в спектре волн, т.е.  $\lambda_m \approx 1.4\bar{\lambda}$ . Эта длина введена в формулу для волн зыби. Продолжительность действия зыби также должна быть учтена, однако она, как правило, гораздо меньше продолжительности действия нерегулярных волн. По этой причине в формулу для расчета волн зыби также должен быть включен параметр  $N_p$ . Высота максимальных волн зыби  $h_{sw} \approx h_{1\%}$ .

В результате получаем для волн зыби формулу

$$m_{sw} = \frac{\alpha_0 \cdot k_{fr} \cdot N_p \cdot \rho_m \cdot h_{sw}^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \cdot \text{ctg} \varphi} \cdot \sqrt{\frac{\lambda_m}{h_{sw}}}$$

В обобщенном виде формулы из Р 31.3.07-01 и для расчета зыби записываются как

$$m = \frac{\alpha_0 \cdot k_{fr} \cdot N_p \cdot \rho_m \cdot h_{1\%}^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \cdot \text{ctg} \varphi} \cdot \sqrt{\frac{\lambda_H}{h_{1\%}}}$$

где  $\lambda_H = \bar{\lambda}$  — для ветровых волн;  $\lambda_H = \lambda_m$  — для волн зыби.

В таблице приведены значения коэффициента  $N_t$ , учитывающего число волн для различной продолжительности расчетного шторма.

Обобщенная формула дополняет и уточняет формулу из Р 31.3.07-01, расчеты могут выполняться как для ветровых волн, так и для волн зыби, при этом учтены устойчивость сооружений, продолжительность воздействия волн на сооружения, что позволяет выполнять расчеты массы элементов крепления откосов оградительных сооружений с большой надежностью.

## Литература

1. Behind the Sines, Portugal breakwater failure // Civil Engineering (USA). 1982. 52. № 4. P. 64 – 67.

## Методы оценки состояния подкрановых путей в морских портах

Карабутов Н. Н., доктор техн. наук, профессор (Московская государственная академия водного транспорта), Рыбин А. Н., кандидат техн. наук, зам. главного инженера (ООО “Мортранспроект”), Карабутов П. Н., аспирант (Московская государственная академия водного транспорта)

Рассматривается методика оценки состояния подкрановых путей в речных и морских портах на основе анализа высотных отклонений головок рельсов.

**Ключевые слова:** подкрановые пути, высотные отклонения рельсовых путей, обработка результатов, цифровые фильтры.



Карабутов Н. Н.

Надежность перегрузочных комплексов на рельсовом ходу тесно связана с состоянием подкрановых путей. Под влиянием технологических (нагрузка на рельсы от крана с грузом), атмосферных, температурных и других условий основание рельсового пути со временем проседает, рельсы деформируются и головки рельсов изменяют свое положение относительно друг друга. Такие изменения приводят к тому, что опоры крана, перемещающегося по рельсовому пути, нагружаются неравномерно. Особенно заметно влияет на величину давления на колесо неизбежная неточность укладки подкрановых путей по высоте. Если вовремя не выявить критические участки пути и не провести их ремонт, то многократно возрастает риск перегрузки опор портала крана и, как следствие, возможность аварии и отказа оборудования. В случае поломки, в зависимости от сложности ремонта крана, не исключена остановка всего перегрузочного процесса, что неизменно влечет за собой убытки порта.

Допустимые величины отклонений рельсовых путей стандартизированы. В зависимости от того, превышают ли измеренные значения отклонений рельсов заданные допуски, делается вывод о необходимости ремонта тех или иных участков пути. Анализ точности укладки подкрановых путей, проведенный во многих морских и речных портах, показывает, что состояние этой части перегрузочных комплексов на сегодняшний день оставляет желать лучшего. В связи с этим необходима разработка алгоритмов оценки отклонений высотных положений головок рельсов.

Статический фазовый портрет состояния подкрановых путей. Высотные положения измерялись нивелиром по всей длине рельсовых путей причалов. Результаты измерений для причала № 10 порта г. Туапсе показан на рис. 1:  $T$  — тыловой рельс;  $P$  —



Рыбин А. Н.

прикордонный рельс;  $L$  — длина причала,  $m$ ;  $h$  — высотное положение головок рельсов,  $mm$ . Из приведенных графиков видно, что изменения высотного положения головок рельсов по длине носят случайный характер, а сами процессы являются нестационарными.

Для получения обобщенного состояния подкрановых путей введем понятие статического фазового объекта (СФП), под которым будем понимать состояние объекта (подкрановых путей) в пространстве:

$\mathbf{H} = \{h_{\Pi}(l), h_T(l)\} \forall l \in \mathbf{L}$ , где  $\mathbf{L} = [0, l_k]$ ;  $l$  — текущая длина подкрановых путей. В отличие от обычного понятия фазового портрета, которое отражает динамическое состояние объекта в фазовом пространстве, термин “статический” отражает состояние объекта в выходном пространстве  $\mathbf{H}$ . Для удобства в дальнейшем будем использовать термин  $h$ -положение, под которым понимается состояние подкрановых путей в пространстве  $\mathbf{H}$ . На рис. 2 показан СФП для причала № 10 порта г. Туапсе. Траектория состояния изображена темным синим цветом. Для оценки относительного  $h$ -положения путей на диаграмме приведена прямая изменения высоты для рельса  $\Pi$ . Желтым кругом отмечено идеальное высотное положение рельсового полотна. В силу воздействия различных факторов для причала № 10 порта г. Туапсе характерно высотное отклонение рельсов от нулевой отметки  $h_{\text{осн}}$  в сторону прикордонного рельса. Максимальные отклонения характерны на концах пути. На вспомогательной оси (справа) показан относительный перепад высот для подкрановых путей (фиолетовая линия), который также подтверждает сделанный вывод.

На рис. 3 приведен статический фазовый портрет состояния подкрановых путей для причала № 9. В отличие от причала № 10 здесь преобладают



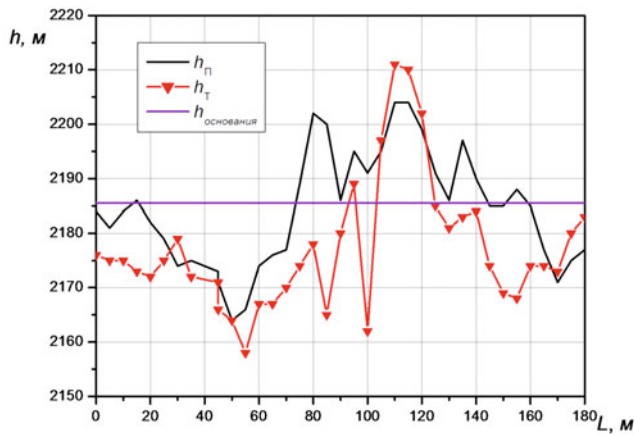


Рис. 1. Данные по высотным положениям подкрановых путей, причал № 10, порт Туапсе

$h$ -отклонения в сторону рельса  $T$ , причем высотные отклонения характерны для начального и среднего участков рельсового полотна. Нетрудно заметить, что процесс изменения высоты носит случайный, нестационарный характер. Область межрельсового перепада высот  $\Delta h$  причала № 9 лежит в диапазоне  $[-15 \text{ мм}, 5 \text{ мм}]$ .

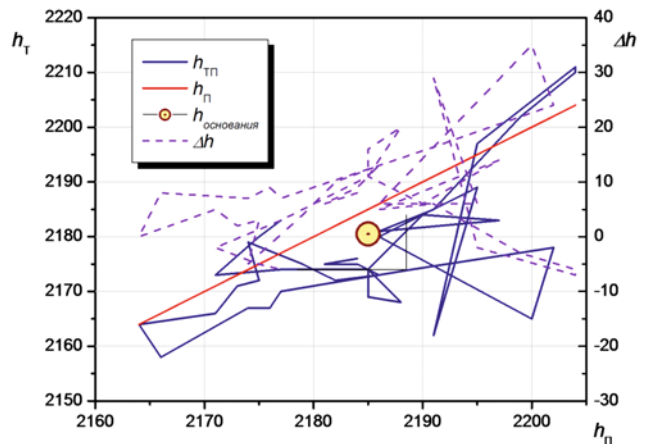


Рис. 2. Статический фазовый портрет высотного состояния подкрановых путей причала № 10 порта Туапсе

Итак, даже в одном порту условия эксплуатации подкрановых путей на причалах в силу воздействия различных причин сильно отличаются, и это сказывается на состоянии объекта.

Для оценки состояния подкрановых путей необходимо разрабатывать математические модели изменения высотного положения рельсов в зависимо-

#### Результаты сглаживания переменной $h_{\Pi}$

1	$h_{\Pi}(l)$	$h_1$	$\zeta(l)$	$\hat{h}$	$l$	$h_{\Pi}(l)$	$h_1$	$\zeta(l)$	$\hat{h}$
0	2,184	2,183	0,00207	2,18127	90	2,186	2,1948	-0,01126	2,18817
5	2,181	2,18375	-0,00363	2,18495	95	2,195	2,1934	0,00493	2,19853
10	2,184	2,1834	-0,000041	2,18476	100	2,191	2,1942	0,000096	2,1989
15	2,186	2,1824	0,00324	2,18253	105	2,195	2,1978	-0,00521	2,18828
20	2,182	2,181	0,000476	2,18147	110	2,204	2,1986	0,00314	2,18924
25	2,179	2,1792	-0,00088	2,17988	115	2,204	2,1986	0,00408	2,20161
30	2,174	2,1766	-0,00272	2,1767	120	2,199	2,1968	0,00214	2,20171
35	2,175	2,1744	0,000048	2,17542	125	2,191	2,1954	-0,00572	2,1996
40	2,173	2,1714	0,00294	2,16964	130	2,186	2,1926	-0,0067	2,19625
45	2,171	2,1698	0,0029	2,16757	135	2,197	2,1898	0,00978	2,19744
50	2,164	2,1696	-0,00529	2,1702	140	2,19	2,1886	0,00286	2,19317
55	2,166	2,1702	-0,00323	2,17005	145	2,185	2,189	-0,00678	2,18591
60	2,174	2,1714	0,00722	2,1651	150	2,185	2,1866	-0,00284	2,18641
65	2,176	2,1764	0,00248	2,1723	155	2,188	2,184	0,00435	2,19325
70	2,177	2,1836	-0,00956	2,18838	160	2,185	2,1812	0,00449	2,18826
75	2,189	2,1888	-0,003	2,19287	165	2,177	2,1792	-0,00306	2,18288
80	2,202	2,1908	0,01195	2,18817	170	2,171	2,177	-0,00508	2,18008
85	2,2	2,1944	0,00249	2,19853	175	2,175	2,17433	0,00456	2,18112

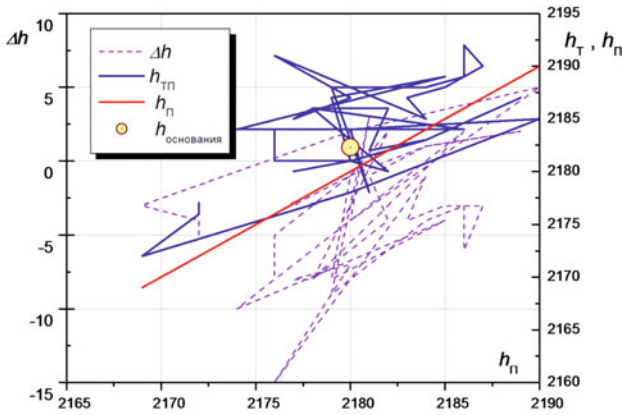


Рис. 3. Статический фазовый портрет высотного состояния подкрановых путей причала № 9 порта Туапсе

сти от длины рельсовых путей. Кроме того, этот вопрос является актуальным в силу нестационарности процессов, что не позволяет напрямую применить методы статистического анализа для оценки эксплуатационной надежности портала.

Предварительно проведенный корреляционный анализ показал, что практически отсутствует статистическая взаимосвязь между переменными  $h$  и  $l$ . Так, для причала № 10 коэффициенты взаимной корреляции были соответственно равны:  $r_{ll} = 0,23$ ;  $r_{ll} = 0,27$ . Не очень высокая связь и между переменными  $h_{\Pi}$  и  $h_{\Gamma}$ :  $r_{\Pi\Gamma} = 0,65$ . Связано это в первую очередь с нестационарностью процессов. Правда, не для всех данных эта ситуация является типичной. Иногда удается получить статистически значимые модели вида  $h_{\Pi} = h_{\Pi}(h_{\Gamma})$ . Поэтому применение регрессионного анализа здесь вряд ли обосновано, что и подтверждают результаты статистического моделирования. Полученные модели в силу малости коэффициентов регрессии оказались очень чувствительными к изменению длины  $l \in \mathbf{L}$ . Более предпочтительным в данной ситуации представляется применение алгоритмических процедур, основанных на методах фильтрации и сглаживания, для получения тенденции изменения переменных  $h_{\Pi}$  и  $h_{\Gamma}$  в среднем.

**Процедура оценки математического ожидания нестационарного процесса.** Предлагаемый подход основан на многократном сглаживании переменной  $h$  (это может быть  $h_{\Pi}$  или  $h_{\Gamma}$ )  $\forall l \in \mathbf{L}$  на основе процедуры, предложенной в работе [1]. Так как  $h = h(l)$ , то процесс фильтрации продолжается до тех пор, пока математическое ожидание ошибки  $\xi(l) = h(l) - h_1(l)$ :

$$\xi(l) = F_{\zeta}(\xi, l) = M\xi(l), \quad (1)$$

не будет удовлетворять условию стационарности, т.е.

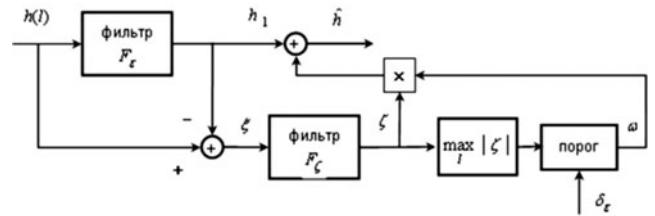


Рис. 4. Схема процедуры получения нестационарного математического ожидания  $h(l)$

$$\max_{l \in \mathbf{L}} |\xi(l)| \leq \delta_{\varepsilon},$$

где  $h_1(l)$  — сглаженное значение высоты  $h$  с помощью фильтра  $F_{\varepsilon}$ , не будет удовлетворять условию;  $F_{\zeta}$  — фильтр для сглаживания ошибки  $\xi(l)$ ;  $\delta_{\varepsilon} \geq 0$  — некоторое малое число;  $M\{\}$  — математическое ожидание.

На рис. 4 показана схема процедуры получения математического ожидания для нестационарного процесса  $h(l)$ , которая представляет собой развитие подхода предложенного в работе [1]. В предложенной схеме  $\hat{h}$  представляет собой результат сглаживания процесса  $h(l)$ . Если бы процесс был стационарным или квазистационарным, то  $\hat{h} = h_1(l)$ . В нашем случае  $F_{\varepsilon}$ ,  $F_{\zeta}$  представляют собой некоторые цифровые фильтры низких частот (процедуры сглаживания), которые позволяют получить требуемый результат. Предложенная схема содержит блок принятия решения, выходом которого является логическая переменная  $\omega \in \mathbf{Z}$ , где  $\mathbf{Z} = [0; 1]$  — целочисленное множество. Если  $\omega = 0$ , то процесс сглаживания заканчивается. В противном случае процедура может выполняться многократно. На рис. 4 показан пример алгоритма оценивания, основанного на двойном сглаживании случайного процесса  $h(l)$  и его прообраза  $\xi(t)$ .

Последовательность процедуры получения нестационарного математического ожидания рассмотрим на примере сглаживания переменной  $h_{\Pi}$  (рельса П причала № 10 порта г. Туапсе). В соответствии с рис. 4 выполняем следующие шаги:

1. Находим оценку  $h_1$  переменной  $h(l) = h_{\Pi}(l)$  с помощью сглаживающего фильтра  $F_{\varepsilon}$ :

$$h_1(l) = F_{\varepsilon}(l, h). \quad (2)$$

В качестве оператора  $F_{\varepsilon}$  в выражении (2) возьмем простейший несимметричный фильтр скользящего среднего с периодом усреднения  $L_{\text{сгл}} = 3\Delta l$ :

$$h_1(l) = \frac{1}{3}(h(l - \Delta l) + h(l) + h(l + \Delta l)), \quad (3)$$

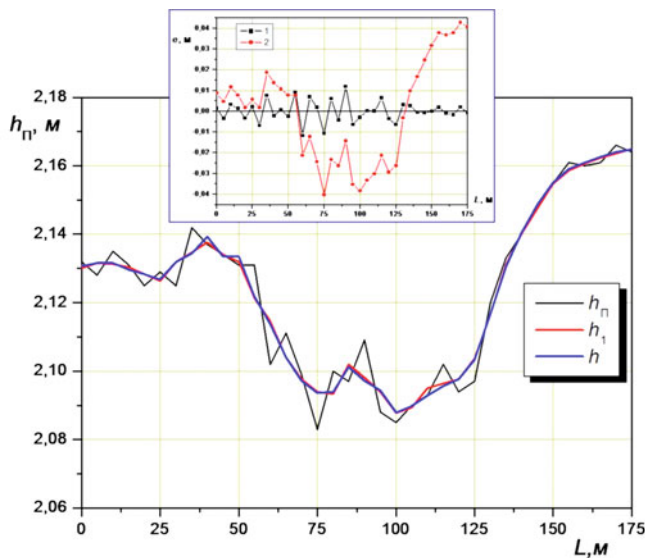


Рис. 5. Оценка математического ожидания переменной  $h_{\Pi}$  для причала № 11 порта Туапсе

где  $\Delta l = 5$  м — интервал дискретизации по  $l$ ;  $l = i\Delta l$  — точка, для которой определяется текущее математическое ожидание,  $i = \overline{0, N}$ .

Как видно из формулы (3), цифровой фильтр  $F_{\varepsilon}$  состоит из трех элементов задержки с одинаковыми весами, равными 0,33.

Для получения первого сглаженного значения  $h_1(0)$  согласно (3) получим формулу

$$h_1(0) = \frac{1}{3}(h(-5) + h(0) + h(5)), \quad (4)$$

где  $h(-5)$  — высотное положение рельса П в соответствующих точках причала.

Очевидно, что в таком виде формула (4) для  $h_1(0)$  не реализуема, так как ряд значений в (4) недоступен для измерения. Для рассматриваемого информационного массива  $\{h(l), l \in [0; 175]\}$  при использовании алгоритма (4) необходимо располагать неизмеряемыми значениями  $h(-5)$ . Для их вычисления воспользуемся следующими соотношениями:

$$h(-5) = 0,99h(0) = 2,162 \text{ м.}$$

Нормировочные коэффициенты для вычисления ненаблюдаемого значения  $h(-5)$  подбирались так, чтобы не исказить физическую сущность изучаемого процесса.

2. Для принятия решения об использовании переменной  $h_1(l)$  в качестве оценки математического ожидания необходимо ввести некоторый критерий. Для этого сформируем функцию

$$\xi(l) = h(l) - h_1(l), \quad (5)$$

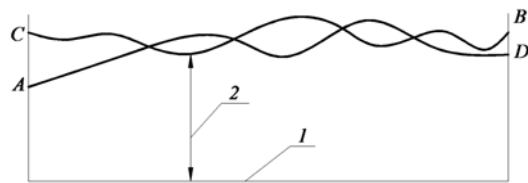


Рис. 6. Продольный профиль рельсовых ниток:

1 — условная нулевая линия; 2 — высотная отметка

которую также пропустим через сглаживающий фильтр с оператором  $F_{\zeta}$  со структурой, аналогичной (3), но с периодом усреднения  $L_{\text{сгл}} = 7\Delta l$  (рис. 4), т.е. в формуле (3) будет использоваться семь слагаемых вместо трех. В результате получим сигнал

$$\zeta(l) = F_{\zeta}(l, \xi), \quad (6)$$

где  $\zeta(l)$  — сглаженное значение переменной  $\xi(l)$ .

3. Определяем величину  $\chi = \max |\zeta(l)| = 0,0127$  и проверяем критериальное условие

$$\chi \leq \delta_{\varepsilon}, \quad (7)$$

где  $\delta_{\varepsilon} \geq 0$  — допустимая величина (порог).

Если условие (7) выполняется, то полагаем  $\hat{h} = h_1(l)$ , в противном случае производим коррекцию функции  $h_1(l)$ . Для этого введем переменную

$$w = \begin{cases} 0, & \chi \leq \delta_{\varepsilon}, \\ 1, & \chi > \delta_{\varepsilon}. \end{cases} \quad (8)$$

Зададимся пороговым значением  $\delta_{\varepsilon} = 0,01$  и согласно условию (7) получим

$$0,0127 \geq 0,01. \quad (9)$$

Из (9) следует, что условие (7) не выполняется и требуется проведение еще одного шага сглаживания. Повторим снова шаги 2, 3 для новой переменной  $\tilde{\zeta}(l) = F_{\zeta}(l, \tilde{\xi})$ , где  $\tilde{\xi} = \xi - \zeta$ . Проверка показывает, что для  $\tilde{\zeta}$  условие (7) выполняется. На этом процедура сглаживания заканчивается, а оценка математического ожидания  $h_{\Pi}(l)$  вычисляется по формуле

$$\hat{h}(l) = M h_{\Pi}(l) = h_1(l) + \zeta(l). \quad (10)$$

Результаты расчета  $M\{h_{\Pi}(l)\}$  с помощью описанной процедуры приведены в таблице в столбце  $\hat{h}$  и на рис. 5.



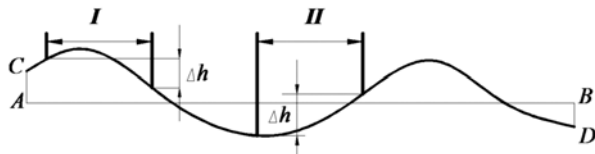


Рис. 7. Условная схема разностей рельсовых ниток:

I, II — разности ниток

На внедренной области диаграммы показано изменение случайных процессов  $\zeta(l)$  (кривая 1) и  $h_{II}(l) - h_1(l)$  (кривая 2). Из рис. 5 следует, что процесс  $\zeta(l)$  является стационарным с нулевым математическим ожиданием. Для сравнения эффективности работы предложенной процедуры приведем величину среднеквадратического отклонения  $\sigma_{h_{II}}$ . При использовании стандартной методики оценивания среднего для  $h_{II}$  получаем  $\sigma_{h_{II}} = 0,025$ . Применение алгоритма дает среднеквадратические отклонения:  $\sigma_{h_1} = 0,0054$  и  $\sigma_{\hat{h}} = 0,005$ . Полученные результаты подтверждают работоспособность предложенной процедуры.

При неудачном выборе фильтра  $F_{\varepsilon}(l, h)$  описанная процедура может повторяться до тех пор, пока не будет выполняться условие (7).

Согласно приведенному алгоритму, аналогично производим оценку текущего среднего для рельса Т причала № 9. Для полученных процессов определяем статистические характеристики. Результаты оценки статистических характеристик для причала № 9 порта Туапсе представлены на рис. 5. Полученные оценки изменения среднего для переменных  $h_{II}$  и  $h_T$  наряду со статическим портретом позволяют оценить состояние путей в пространстве  $\{L, H\}$ , а также получить статистические характеристики переменных.

**Определение высотных критических зон состояния подкрановых путей.** Следующим шагом является определение величины высотного смещения одного рельса относительно другого. Для этого [2]:

1. По данным нивелировок рельсовых путей строятся линии высотных положений головок рельсов  $AB$  и  $CD$  от условной нулевой линии (рис. 6).

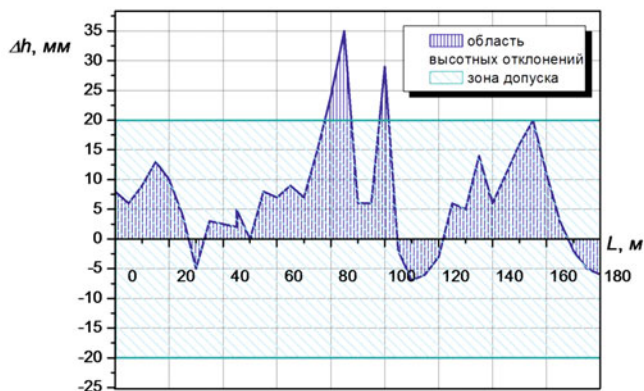


Рис. 8. Зоны высотных отклонений для причала № 9 порта Туапсе

2. Строится условная схема, на которой одна из рельсовых ниток (произвольно взятая, например АВ) принимается за горизонтальную линию и относительно нее по разности отметок строится профиль второй рельсовой нитки (рис. 7).

3. На вспомогательную кальку наносятся две параллельные линии с расстоянием между ними, равном в масштабе схемы величине типовой базы крана (10 м).

4. Для определения значения  $\Delta h$  в любой точке пути вспомогательная калька накладывается на условную схему таким образом, чтобы параллельные линии, нанесенные на кальку, были перпендикулярны линии АВ. Вспомогательная калька перемещается вдоль линии АВ, при этом значение  $h$  на участках с ординатами одного знака будет равно разности ординат кривой CD в местах пересечения с вертикальными линиями на кальке, а на участках с ординатами разного знака — сумме ординат кривой CD в местах пересечения с указанными линиями на кальке. Значения  $\Delta h$  для рельсовых путей причала № 9 порта Туапсе показаны на рис. 8.

### Список литературы

1. Карабутов Н. Н. Идентификация неопределенных систем // Автоматика и телемеханика. 1999. № 8.
2. Цыкало В. А., Литвиненко Г. И., Кузнецов А. А. Паспортизация и техническая эксплуатация причального сооружения / ЦДМУ МГАВТ. 2001.

# Применение многомерного статистического анализа при обработке результатов измерения прочности бетона гидротехнических сооружений

Базыкин И. В., начальник управления (ФГУП "Росморпорт")

Литвиненко Г. И., доктор технических наук, генеральный директор (ООО "Мортранспроект")

Существующие методы исследования прочности бетона гидротехнических сооружений позволяют создать базу данных, характеризующих техническое состояние материала отдельных участков конструкций. Вместе с тем при проведении расчетов гидротехнических сооружений, имеющих значительный износ, недостаточно сведений о снижении прочности бетона на отдельных сваях. Эксплуатационная надежность сооружения в целом может быть оценена только с учетом связи между отдельными его элементами. Объективная картина физического износа гидротехнического сооружения может быть получена в результате многомерного статистического анализа результатов прочности бетона гидротехнических сооружений.

В соответствии с результатами натуральных измерений прочности бетона причальных сооружений порта Туапсе установлено, что функция распределения прочности бетона подчиняется нормальному закону. Предположим, что в результате натуральных измерений прочности бетона мы имеем выборку из  $n$ -мерной совокупности:

$$\begin{Bmatrix} x_{11}, x_{12}, \dots, x_{1n}, \\ x_{21}, x_{22}, \dots, x_{2n} \\ \dots \\ x_{N_1}, x_{N_2}, \dots, x_{N_n} \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

где  $N$  — объем измерений прочности бетона на отдельных элементах.

При решении практических задач каждый вектор выборки  $x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{in}$  можно рассматривать как поле элемента  $x$ , полученного путем наблюдений на  $n$  элементах конструкции сооружений, например сваях.

В рамках одномерного статистического анализа многомерную случайную величину  $x_1, x_2, \dots, x_n$  обычно характеризуют средним значением  $\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$  и дисперсией  $\sigma_1^2, \sigma_2^2, \dots, \sigma_n^2$ . Если ограничиться только этими параметрами, статистический анализ сводится к одномерному и рассматривает многомерную выборку как  $n$  выборки одномерных величин.

Для перехода к многомерному анализу необходимо ввести еще один параметр, характеризующий связь между компонентами многомерных величин

— ковариацию. Выражение для коэффициента ковариации имеет следующий вид:

$$p_{i,j} = p_{j,i} = M[(x_i - \mu_i)(x_j - \mu_j)],$$

где  $M$  — математическое ожидание.

При решении практических задач в общем случае выборочную ковариацию можно представить в виде

$$p_{i,j} = \frac{1}{N} \sum_{l=1}^N (x_{i,l} - \bar{x}_i)(x_{j,l} - x_j).$$

При нормировании коэффициента ковариации на среднеквадратическое отклонение компонент  $x_i$  и  $x_j$  получаем выражение для коэффициента корреляции

$$r_{ij} = \frac{\rho_{ij}}{\sigma_{x_i} \sigma_{x_j}}.$$

Очевидно, что  $\rho_{ii} = \sigma_{x_i}^2$  и  $r_{ii} = 1$ .

Учитывая независимость компонентов многомерной случайной величины можно записать

$$\rho_{ii} = r_{ii} = 0.$$

Совокупность дисперсий и ковариаций многомерной случайной величины образует ковариационную матрицу порядка  $n$

$$R = \begin{vmatrix} \rho_{11}, \rho_{12}, \dots, \rho_{1n} \\ \rho_{21}, \rho_{22}, \dots, \rho_{2n} \\ \dots \\ \rho_{n1}, \rho_{n2}, \dots, \rho_{nn} \end{vmatrix}.$$

Ковариационная матрица  $R$  характеризует внутреннее рассеивание компонент многомерной выборки относительно ее центра тяжести  $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n$ . Располагая средними значениями  $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n$  и значением матрицы ковариаций  $R$ , можно записать выражение для плотности вероятности многомерного нормального закона распределения

$$f_n(x) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^{n \det R}}} e^{-\frac{1}{2}(x' - \bar{x}')R^{-1}(x - \bar{x})}, \quad (2)$$

где  $(x' - \bar{x}')$  — вектор строка;

$(x' - \bar{x}') = (x_1 - \bar{x}_1, x_2 - \bar{x}_2, \dots, x_n - \bar{x}_n)$  — вектор столбец:

$$(x - \bar{x}) = \begin{pmatrix} x_1 - \bar{x}_1 \\ x_2 - \bar{x}_2 \\ \dots \\ x_n - \bar{x}_n \end{pmatrix};$$

$\det R$  — детерминант или определитель матрицы ковариаций  $R$ ;  $R^{-1}$  — матрица, обратная матрицы ковариаций  $R$ .

Необходимо отметить следующее обстоятельство. Выражение (2) может быть получено лишь в том случае, если определитель ковариационной матрицы  $R \neq 0$ , т.е. ковариационная матрица не является особенной. В противном случае, при  $\det R = 0$ , получается, что, по крайней мере, две компоненты многомерных векторов находятся в линейной зависимости между собой.

Если компоненты многомерных векторов не связаны между собой, то ковариационная матрица является диагональной, т.е.

$$R = \begin{vmatrix} \sigma_1^2, 0, \dots, 0 \\ 0, \sigma_2^2, \dots, 0 \\ \dots \\ 0, 0, \dots, \sigma_n^2 \end{vmatrix}.$$

В этом случае формулу для многомерной плотности вероятности нормального закона распределения можно представить в виде произведения плотности вероятности отдельных компонент

$$f_n(x) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^n}} \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sigma_i} e^{-\frac{(x-x_i)^2}{2\sigma_i^2}}. \quad (3)$$

Учитывая, что компоненты вектора  $x_1, x_2, \dots, x_n$  являются случайными величинами, перейдем к рассмотрению линейной функции этих компонент

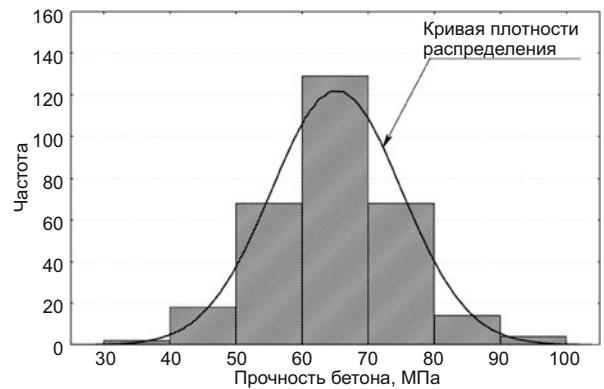
$$y = \sum_{i=1}^n c_i x_i. \quad (4)$$

Среднее значение  $\bar{y}$  определяется выражением

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^n c_i \bar{x}_i.$$

Выполняя соответствующие преобразования можно вывести выражение для дисперсии  $\sigma_y^2$

$$\begin{aligned} \sigma_y^2 &= \frac{1}{N} \sum_{l=1}^N (y_l - \bar{y})^2 = \frac{1}{N} \sum_{l=1}^N \left[ \sum_{i=1}^n c_i x_{li} - \sum_{i=1}^n c_i \bar{x}_i \right]^2 = \\ &= \frac{1}{N} \sum_{l=1}^N \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n c_i c_j (x_{li} - \bar{x}_i)(x_{lj} - \bar{x}_j). \end{aligned} \quad (5)$$



Гистограмма распределения частот прочности бетона свай-оболочек причалов № 1, 2 порта Туапсе

Осредним выражение (5):

$$\sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n c_i c_j (x_{li} - \bar{x}_i)(x_{lj} - \bar{x}_j). \quad (6)$$

Выражение  $(x_i - \bar{x}_i)(x_j - \bar{x}_j)$  представляет собой ковариацию между  $i$ -й и  $j$ -й компонентами совокупности исходных векторов. С учетом этого формулу (6) можно переписать в виде

$$\sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} c_i c_j. \quad (7)$$

На основании изложенного можно сделать вывод, что дисперсия линейной функции, составленной из компонент  $n$ -мерной случайной величины, равна квадратичной форме (7), матрицей которой является матрица ковариаций  $R$ .

Таким образом, располагая исходным массивом значений (1) результатов натуральных измерений прочности бетона на отдельных элементах сооружения, можно вычислить функцию многомерной плотности вероятности нормального закона распределения прочности бетона и соответствующее значение дисперсии.

### Список литературы

1. *Налимов В. В.* Теория эксперимента. — М.: Наука, 1971.
2. *Хан. Г., Шатино С.* Статистические модели в инженерных задачах. — М.: Мир, 1969.
3. *Бендат Дж., Пирсол А.* Измерение и анализ случайных процессов. — М.: Наука, 1971.
4. *Цыкало В. А., Базыкин И. В.* Анализ причин физического износа причальных сооружений эстакадного типа на сваях-оболочках. Труды Союзморниипроекта. Эксплуатационные, экономические проблемы морского транспорта и портов России. М.: МГАВТ, 2002. Вып. 3.
5. *Цыкало В. А., Базыкин И. В.* Анализ строительных дефектов и эксплуатационных повреждений морских причалов эстакадного типа на сваях-оболочках // Гидротехническое строительство. 2005. № 3.



## Учет нерегулярности ветрового волнения при проектировании и эксплуатации морских портов

Кабатченко И. М., доктор геогр. наук, зав. Лабораторией  
(ФГУ “Государственный океанографический институт им. Н. Н. Зубова”),  
Литвиненко А. Г., главный инженер проекта (ООО “Мортранспроект”)

Рассмотрены вопросы нерегулярности ветрового волнения при определении предельно допустимых параметров волнения при проектировании и эксплуатации морских портов.

**Ключевые слова:** нерегулярность ветрового волнения, предельно допустимые параметры, проектирование, эксплуатация, морские порты

В настоящее время при проектировании морских портов предельные значения параметров ветрового волнения, допустимые для безопасной швартовки, стоянки и грузовой обработки судов, определяют в соответствии с руководящими документами по определению допустимых ветроволновых условий при проектировании морских портов [1, 2, 3], разработанными Союзморниипроект в начале 80-х гг. прошлого столетия. Представленные в этих документах методы расчета предельных значений параметров волнения выполнены без учета нерегулярного характера ветрового волнения.

Нерегулярное ветровое волнение, каким оно является на самом деле, состоит из большого числа гармоник, отличающихся друг от друга периодами и направлениями распространения. Резонанс между ветровым волнением и собственной качкой судна наступает только для одной из гармоник, другие гармоники не находятся в состоянии резонанса. В силу этого резонанс между собственной качкой судна и нерегулярным ветровым волнением не так ярко выражен, как при регулярном. Неучет нерегулярности ветрового волнения приводит к занижению предельно допустимых высот волн, что, в свою очередь, приводит к увеличению параметров, определяющих потери рабочего времени по гидрометеопричинам.

В настоящей работе представлено теоретическое обоснование метода расчета предельных параметров волнения, допустимых при выполнении грузовых операций, с учетом нерегулярного характера ветрового волнения.

Основной причиной, лимитирующей грузовые работы судна, стоящего у причала, является поперечно-горизонтальная качка судна. При установившихся колебаниях на регулярных волнах она характеризуется амплитудой колебаний центра масс судна  $A_\eta$ . Если судно не имеет связи с причалом (свободно плавающее судно), то

$$A_\eta = \chi_\eta a = \chi_\eta \frac{ch[(2\pi/\lambda)(H-z)]}{sh[(2\pi/\lambda)H]} \frac{h}{2},$$

где  $a$  — амплитуда поперечно-горизонтальных колебаний частиц жидкости на уровне центра масс судна;  $H$  — глубина акватории, м;  $z$  — возвышение центра масс судна над ватерлинией, м;  $\chi_\eta$  — редуцированный коэффициент поперечно-горизонтальной качки.

Поперечно-горизонтальные колебания судна, не имеющего связи с причалом, под действием гармонических волн высотой  $h$  и длиной  $\lambda$  совершаются в одинаковой фазе с горизонтальной составляющей орбитального движения частиц воды, но с меньшей амплитудой, определяемой редуцированным коэффициентом  $\chi_\eta$  (рис. 1).

Для ошвартованного судна амплитуда его поперечно-горизонтальной качки будет зависеть еще и от характеристики наложенных на него связей (отбойных устройств и швартовных канатов), типа причального сооружения (подводной его части):

$$A_\eta = \chi_\eta \frac{ch[(2\pi/\lambda)(H-z)]}{sh[(2\pi/\lambda)H]} K_\eta \frac{h}{2},$$

где  $K_\eta = \frac{1}{\sqrt{(1 - \omega^2/\omega_\eta^2)^2 + 4\nu_\eta \omega^2/\omega_\eta^2}}$  — коэффициент

динамичности поперечно-горизонтальных колебаний ошвартованного судна;  $2\nu_\eta$  — коэффициент гашения этого вида качки;  $\omega_\eta$  — собственная частота поперечно-горизонтальных колебаний ошвартованного судна у данного причала.

Собственная частота поперечно-горизонтальных колебаний ошвартованного судна должна определяться в зависимости от деформационных характеристик связей (отбоев и швартовов), амплитуды колебаний судна и приведенной массы судна. Ана-

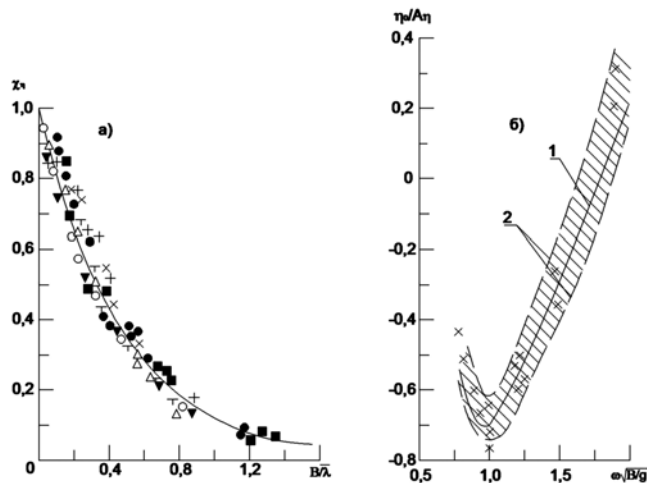


Рис. 1. Сопоставление расчетных (кривые) и эмпирических (точки) значений редукционного коэффициента поперечно-горизонтальной качки (а); относительного смещения центра колебаний (б): 1 — расчет по нормам [4], 2 — границы доверительного интервала обеспеченностью 95 %

литическое решение возможно лишь для некоторых видов нелинейности связей, поэтому наиболее надежно определять эту величину опытным путем для кусочно-линейной аппроксимации связей:

$$\omega_\eta = \sqrt{\gamma C_0 n / \nu D},$$

где  $D$  — водоизмещение судна при рассматриваемой его загрузке,  $t$ ;  $n$  — число отбойных устройств, контактирующих с судном;  $C_0$  — жесткость отбойного устройства в линейной зоне;  $C_{ш}$  — жесткость швартовов в линейной зоне;  $\gamma$  — коэффициент линеаризации реакции связей;  $\nu$  — коэффициент приведенной массы судна:

$$\gamma = \frac{C_0 + C_{ш}}{2} + \frac{C_0 + C_{ш}}{\pi} \left[ \arcsin \frac{\eta_0}{A_\eta} + \frac{\eta_0}{A_\eta} \sqrt{1 - \frac{\eta_0^2}{A_h^2}} \right]; \quad (1)$$

$$\nu = \frac{1}{1/K_m + I_\phi^2/\rho_\phi^2 + I_\theta^2/\rho_\theta^2}, \quad (2)$$

где  $K_m$  — коэффициент присоединенной массы воды при качке судна, определяемый по таблице;  $I_\phi$ ,  $I_\theta$  — абсцисса и ордината точки приложения нагрузки от навала судна относительно его центра тяжести, отсчитываемые по продольной и вертикальной главным центральным осям соответственно, м;  $\rho_\phi$ ,  $\rho_\theta$  — радиусы инерции судна относительно вертикальной и горизонтальной главных центральных осей, м. Указанные параметры допустимо определять по руководству [5].

Значение коэффициента  $\nu$  находится по руководству [4]. Следует подчеркнуть, что коэффициент

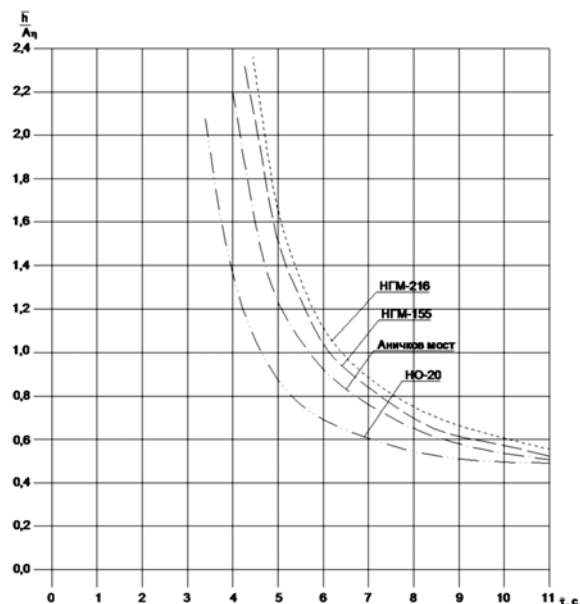


Рис. 2. График для определения предельных значений элементов волн в зависимости от допускаемой величины амплитуды вертикальных колебаний ошвартованных судов

$K_m$ , учитывающий присоединенную массу жидкости, необходимо при этом подбирать в соответствии с частотой  $\omega_\eta$ . Коэффициенты линеаризации  $\gamma$  могут быть рассчитаны по формуле (1) либо приняты по руководству [4].

Относительное смещение центра колебаний ошвартованного судна  $\eta_0/A_\eta$ , вызванное несимметричностью связей (рис. 1) для практических расчетов при определении деформации связей может быть найдено по [4], если в качестве частотного аргумента на расчетном графике принять  $\omega_\eta$ .

На рис. 1 приведено сопоставление расчетных и эмпирических значений коэффициента  $\chi_\eta$  и величины  $\eta_0/A_\eta$ .

#### Значения коэффициента $K_m$

Параметр $B\sigma/2l_q$	Относительная глубина, $T/H$						
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	0,90	0,95
0,5	1,90	2,08	2,35	2,63	2,86	3,13	3,33
1,0	1,67	1,82	2,04	2,27	2,44	2,67	2,78
2,0	1,39	1,48	1,64	1,82	2,04	2,22	2,27
3,0	1,23	1,32	1,43	1,60	1,82	1,96	2,04
4,0	1,15	1,22	1,35	1,55	1,75	1,89	1,96
5,0	1,15	1,21	1,33	1,54	1,74	1,87	1,92
6,0	1,15	1,21	1,33	1,54	1,72	1,85	1,90

$B$  — наибольшая ширина расчетного судна

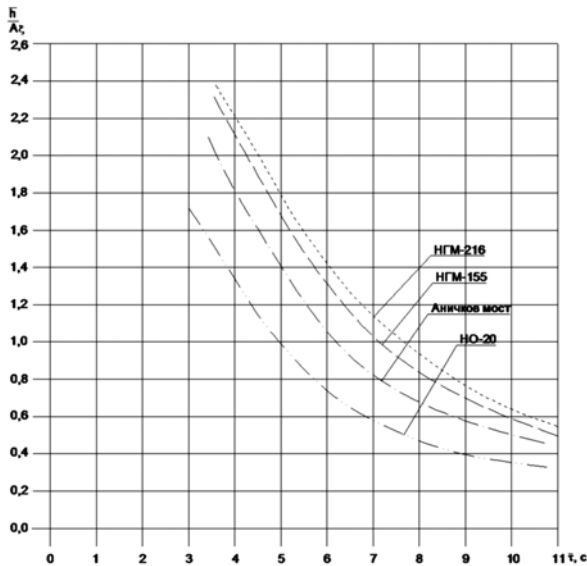


Рис. 3. График для определения предельных значений элементов волн в зависимости от допускаемой величины амплитуды поперечно-горизонтальных колебаний ошвартованных судов

Учитывая нерегулярный характер ветрового волнения, амплитуду  $A_{\eta}$  можно записать следующим образом:

$$A_{\eta} = \chi_{\eta} \sqrt{\int \left\{ \frac{ch[k(H-z)]}{sh[kH]} K_{\eta}(\omega) \right\}^2 S(\omega) d\omega}, \quad (3)$$

где  $S$  — частотный спектр ветрового волнения;  $k$  — волновое число, связанное с частотой соотношением

$$\omega^2 = gk \tanh(kH).$$

Бортовая качка судна при установившихся колебаниях на регулярных волнах характеризуется амплитудой крена  $\theta = (2\pi/\lambda)\chi_{\theta}K_{\theta}h/2$  (в радианах), определяющей горизонтальные перемещения точки, имеющей аппликату  $l_{\theta}$ , с амплитудой

$$A_{\theta} = (2\pi/\lambda)l_{\theta}\chi_{\theta}K_{\theta}h/2,$$

где  $\chi_{\theta}$  — редуцированный коэффициент бортовой качки;  $K_{\theta} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \omega^2/\omega_0^2)^2 + 4\nu_{\theta} \omega^2/\omega_0^2}}$  — коэф-

фициент динамической бортовой качки;  $2\nu_{\theta}$  — коэффициент гашения этого вида качки и собственные частоты бортовых колебаний  $\omega_0$  рассчитываются методами теории корабля, принимаются по

опытным данным или в соответствии с руководством [1].

Учитывая нерегулярный характер ветрового волнения, амплитуду  $A_{\theta}$  можно записать следующим образом:

$$A_{\theta} = l_{\theta}\chi_{\theta} \sqrt{\int \{k(\omega)K_{\eta}(\omega)\}^2 S(\omega) d\omega}. \quad (4)$$

В качестве примера на рис. 2 и 3 приведены рассчитанные с помощью формул (3) и (4) графики для определения предельных значений элементов волн в зависимости от допускаемой величины амплитуды вертикальных и поперечно-горизонтальных колебаний ошвартованных судов, предполагаемых к эксплуатации проектируемого порта в губе Терiberская, в том числе судов-газовозов.

Сочетания параметров высот волн правее сплошной линии и ниже соответствующей прерывистой линии допустимы для выполнения грузовых операций.

Представленная выше методика позволяет устанавливать предельно допустимые значения высот волн для двух ситуаций. В случае отсутствия оперативных инструментальных данных о среднем периоде волн в зоне операционной акватории причалов значения предельно допустимых волн предлагается определять в соответствии с расчетными значениями периода волн. При наличии в порту системы гидрометеорологического обеспечения, включающей установку морских буйковых станций постоянного гидрометеорологического наблюдения и организацию собственной гидрометеорологической службы, допустимые для выполнения грузовых операций высоты волн предлагается принимать по оперативным данным о среднем периоде волн.

### Список литературы

1. РД 31.33.03-81. Руководство по определению влияния ветра и волн на условия обработки судов при проектировании морских портов / Союзморниипроект. М., 1981.
2. РД 31.33.10-87. Рекомендации по учету гидрометеорологического режима при проектировании недостаточно защищенных от волнения причалов / Союзморниипроект. М., 1987.
3. РД 31.33.03-88. Рекомендации по определению допустимых ветро-волновых условий при проектировании морских портов / Союзморниипроект. М., 1988.
4. П58-76 / ВНИИГ. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М., 1976.
5. РД 5.1003-80. Методика расчета качки водоизмещающих кораблей и судов. М., 1980.
6. Галенин Б. Г., Дугинов Б. А., Кривицкий С. В., Крылов Ю. М. и др. Ветер, волны и морские порты. — Л.: Гидрометеоздат, 1986.



# Гидрометеорологические причины разрушения сооружений грузового порта в районе устья р. Мзымта в декабре 2009 г.

Литвиненко Г. И., доктор техн. наук, генеральный директор ООО “Мортранспроект”,  
Кабатченко И. М., доктор геогр. наук, зав. лабораторией ФГУ “Государственный океанографический институт им. Н. Н. Зубова”

Анализируются гидрометеорологические причины, приведшие к разрушениям оградительных сооружений грузового порта в устье р. Мзымта. Проведены расчеты полей волнения в районе порта, выполнено сравнение полученных значений волновых характеристик с режимно-климатическими параметрами волнения, полученными ранее.

**Ключевые слова:** шторм 14 декабря 2009 г., Черное море, г. Сочи, грузовой порт, вторичные термические циклоны, ветроволновая обстановка.

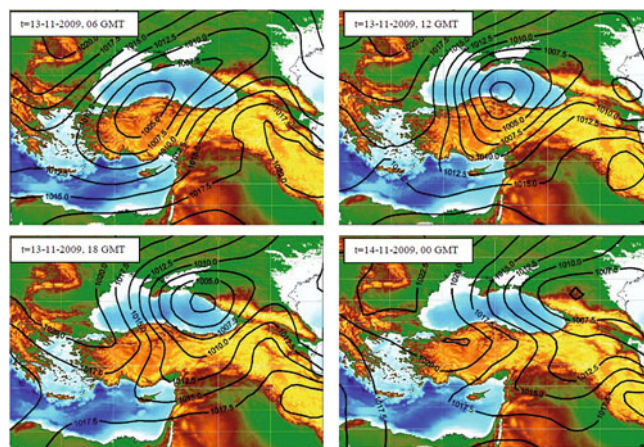
Черное море является одним из самых спокойных среди морей, омывающих Россию [1]. По сравнению с большинством морей России осредненная за год энергия ветровых волн в нем невелика. Однако время от времени на Черном море случаются штормы, вызывающие исключительные разрушения гидротехнических сооружений на его побережье и потопление кораблей на его акватории. Самые крупные небоевые потери военно-морского флота, известные из мировой истории, произошли на Черном море осенью 1854 г. во время так называемой Балаклавской бури, тогда затонула английская военная эскадра (всего 34 корабля). Это были корабли океанского класса, которые выдерживали волнение свыше 20 м. Подобные бури происходили и в XX в. Осенью 1981 г. во время шторма был частично разрушен волнолом в г. Севастополе. В начале зимы 2009 г. был поврежден мол грузового порта в устье р. Мзымта.

Гидрометеорологическая обстановка на Черном море во время всех указанных штормов совпадает. Они происходят в начале холодного времени года. Наблюдаются относительно теплая вода в центральной части моря (выше 10 °С) и заток холодного воздуха с северного Причерноморья с отрицательными ночными температурами. Со Средиземного моря через Турцию на Черное море смещается небольшой по своим размерам циклон со скоростями ветра, которые не предвещают катастрофы. При выходе на Черное море шторм усиливается. В нем возникает узкая полоса сильных ветров и волн (в радиусе 100 – 200 км). Попавшие в зону действия этой полосы корабли тонут, повреждаются гидротехнические сооружения. После выхода центра циклона на берег шторм быстро затихает.

В настоящее время причины усиления шторма на Черном море и исключительный характер им вызываемых разрушений получили должное объяснение. Разработаны ветроволновые модели, которые позволяют надежно рассчитать характеристики ветра и волн.

**Синоптическая обстановка, приведшая к возникновению шторма 13 – 14 декабря 2009 г.** Одно из самых опасных природных явлений на Черном море — штормы, вызываемые вторичными термическими циклонами (ВТЦ) [2 – 4]. Именно ВТЦ создают наибольшие волны и приводят к наиболее сильным разрушениям на побережьях России и Украины. ВТЦ возникают на периферии мощных двухцентровых двухслойных циклонов при их перемещении с Эгейского моря на Чёрное при значительном перепаде температур (до 10 °С) воды и воздуха. Такая разница сохраняется некоторое время осенью и в начале зимы (конец октября — ноябрь — начало декабря) в силу тепловой инерции водной массы.

Все характерные черты ВТЦ реализовались в шторме 13 – 14 декабря 2009 г. (При описании синоптической обстановки над Черным морем использовано время меридиана Гринвича, которое на три часа отстает от московского). Шторм-трек ВТЦ проходил из Турции на Черное море и далее в северо-восточном направлении в район г. Сочи. На рис. 1 приведена синоптическая ситуация, сложившаяся в восточном Средиземноморье 13 – 14 декабря 2009 г. Над Балканами располагался антици-



**Рис. 1.** Поля приземного атмосферного давления, гектоПа, по данным реанализа NCEP/NCAR над восточным Средиземноморьем 13 – 14 декабря 2009 г.

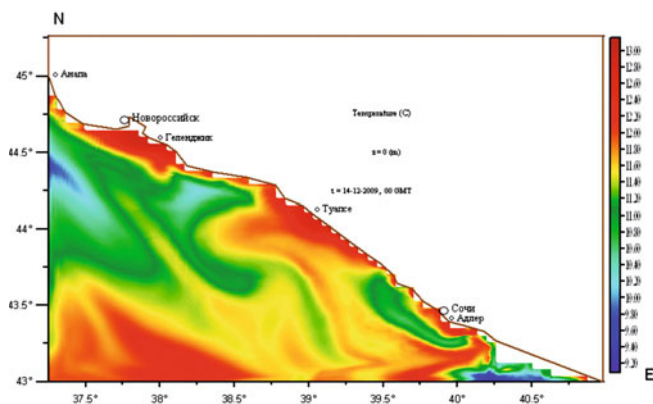


Рис. 2. Поверхностная температура воды в российском секторе Черного моря за 00 ч 14 декабря 2009 г. (данные реанализа ФГУ “ГОИН”)

клон с давлением в центре более 1020 гПа, отрог этого антициклона распространялся на Эгейское море и запад Турции. Над Восточной Сахарой и Аравийским полуостровом находился обширный циклон. За 18 ч ВТЦ сместился из центральной Турции на запад Большого Кавказского хребта. Средняя скорость его перемещения составила около 45 км/ч. При выходе ВТЦ на Черное море давление в центре циклона углубилось с 1002 до 997 гПа, при возвращении его на берег вернулось к прежнему значению. 13 – 14 ноября север Черного моря и северное Причерноморье были охвачены В, СВ и С ветрами, при которых происходил заток холодного воздуха. Данное развитие ВТЦ проходило, когда температура воды была значительно теплее температуры воздуха. На рис. 2 приведена поверхностная температура воды за 00 ч 14 декабря, взятая из базы данных реанализа ФГУ “ГОИН”. В российском секторе Черного моря температура воздуха на высоте 2 м была ниже 6 – 7 °С (рис. 3), тогда как поверхностная температура воды была выше 11 – 12 °С, таким образом разность температуры воды и воздуха была выше 5 °С. Как и в штормах 1854 и 1981 гг., зона сильных ветров и волн оказалась достаточно небольшой, прежде всего это грузовой порт Сочи и прилегающий к нему район. По свидетельству очевидцев, шторм прошел узкой полосой.

Также можно указать некоторые гидрометеорологические признаки шторма 14 декабря 2009 г., характерные для ВТЦ. Был зафиксирован исключительно высокий для района г. Сочи штормовой нагон — порядка 80 см (для этого района нагоны более 40 см — аномальное событие). Величина нагона косвенно свидетельствует о сильных ветровых течениях, которые характерны для гидрометеорологической обстановки в ВТЦ. Можно указать также на высокую порывистость ветра, которая является одним из признаков такого шторма. При порывистости возрастает изменчивость скорости ветра и

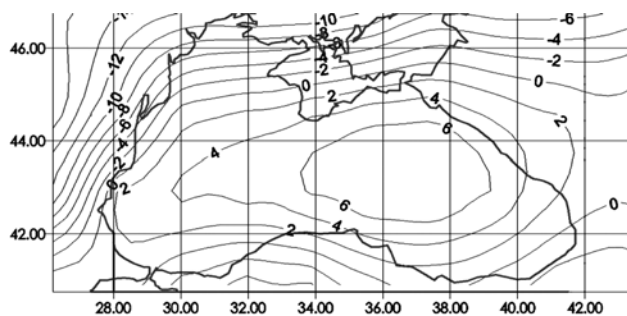


Рис. 3. Температура воздуха на высоте 2 м за 00 ч 14 декабря 2009 г. (данные реанализа NCEP/NCAR)

по времени, и по пространству. На одном из плавучих кранов была зафиксирована скорость ветра выше 20 м/с, на других — скорость была меньше.

**Ветроволновая обстановка на Черном море утром 14 декабря 2009 г.** Утром 14 декабря 2009 г. над акваторией Черного моря сложилась следующая синоптическая ситуация. Запад моря и прилегающие к нему территории Балканского полуострова занимала малоподвижная зона повышенного давления. Над восточной половиной моря и далее над Кавказским побережьем смещался на восток циклон со средней скоростью более 40 км/ч.

Структуры Росгидромета не идентифицировали шторм 13 – 14 декабря 2009 г. как опасное гидрометеорологическое явление. Объяснение этому по мнению Ю. И. Юренко, ведущего специалиста ГУ “Специализированный центр по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды Черного и азовского морей”, объясняется это тем, что “на кольцовках изобары обычно проведены машиной неправильно, поэтому одной из задач дежурного синоптика является корректировка изобар”. С 1990-х гг. такая корректировка не проводится, вследствие чего поля ветра над Черным морем рассчитываются с ошибками. Более детальный анализ барической ситуации над морем позволил воспроизвести поле давления, которое приведено на рис. 4. В результате над Черным морем были выявлены две зоны сгущения изобар. Одна протянулась от Крымского полуострова к Синопу (Турция), а вторая — вплотную примыкает к Кавказскому побережью. Между ними располагается зона с относительно небольшим перепадом давления. Первая зона сгущения изобар относится к антициклону, располагающемуся над западом моря. Причиной возникновения второй зоны является уходящий на восток циклон.

Можно назвать три причины, приведшие к большим ветрам на востоке Черного моря:

здесь располагается тыловая часть циклона, с которой обычно связаны наиболее сильные ветры. Для этой части циклона также характерны фрон-



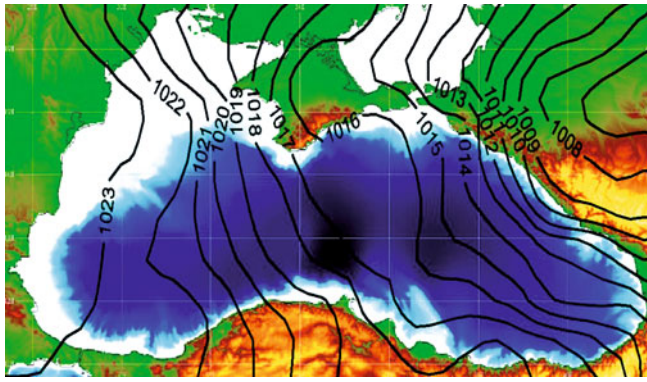


Рис. 4. Поле давления над Черным морем за 3 ч 14 декабря 2009 г. На карте изобары проведены через 1 гПа

тальные зоны, в том числе вторичные, известные локальным усилением ветра;

ориентация отрогов Большого Кавказского хребта в целом совпадала с направлением ветра, что привело к его заметному усилению. По законам аэродинамики перпендикулярные ветры препятствиями ослабляются, а параллельные — усиливаются;

из-за горного рельефа произошло выпрямление изобар, поэтому эффект ослабления ветра, известный для циклонической кривизны изобар, был минимальным.

По названным причинам на подходах к г. Сочи возникли ветры со скоростями 15 – 20 м/с (рис. 5). Скорость ветра в районе г. Сочи усиливалась с северо-запада на юго-восток. Ширина тыловой части циклона составляла около 300 км. При скорости смещения циклона на восток более 40 км/ч продолжительность штормовой ситуации была порядка 8 ч, а интенсивность локального воздействия — катастрофической.

По рассчитанным полям ветра [5] были получены поля волнения с использованием модели РАВМ [6]. Поле волнения в районе г. Сочи за 3 ч 14 декабря

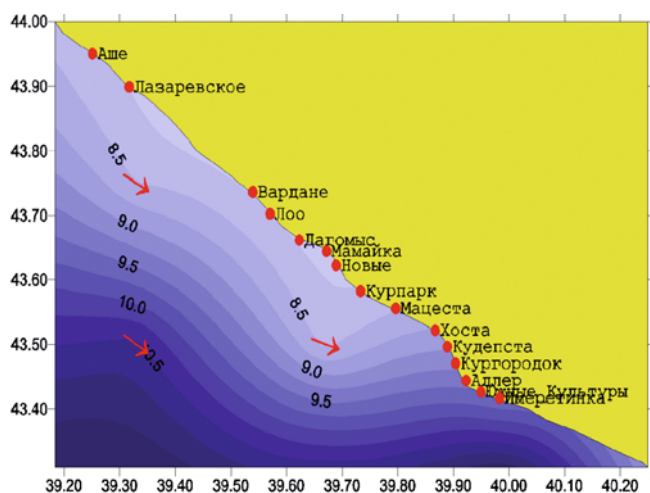


Рис. 6. Поле однопроцентных высот волн, м, в районе г. Сочи за 3 ч 14 декабря 2009 г. На карте изолинии высот волн проведены через 0,5 м. Стрелочками указано направление волнения

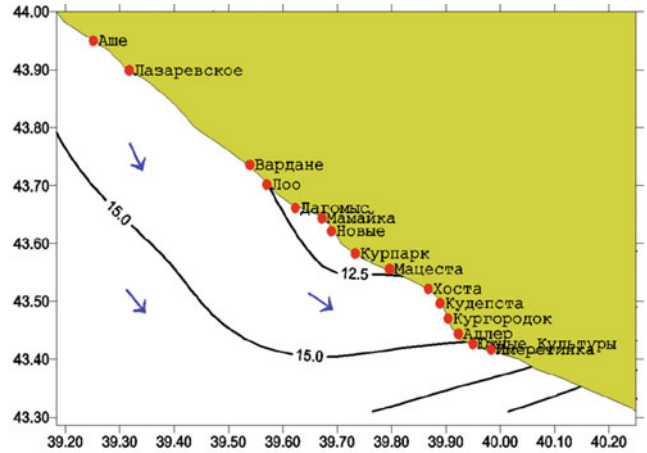


Рис. 5. Поле ветра в районе г. Сочи за 3 ч 14 декабря 2009 г. На карте изотахи проведены через 2,5 м/с. Стрелочками указано направление ветра

ря 2009 г. приведено на рис. 6. Судя по приведенным на карте волнам, которые на подходах к порту достигали 11 м, данный шторм следует отнести к исключительно сильному.

**Сравнительный анализ результатов моделирования ветрового волнения с режимно-климатическими значениями района г. Сочи, известными из литературных источников.** Для акватории, прилегающей к грузовому порту в районе р. Мзымта, на основании модели РАВМ было рассчитано волнение. Поле однопроцентных высот волн на момент наибольшего усиления шторма 14 декабря 2009 г. приведено на рис. 7.

Был проведен сравнительный анализ с режимно-климатическими значениями высот волн, полученными ранее для района г. Сочи. Начиная с середины 50-х гг. прошлого столетия ведется мониторинг волнового климата Черного моря [7 – 12]. Согласно этим исследованиям средняя высота волны на глубинах от 10 до 20 м с периодом повторяемо-

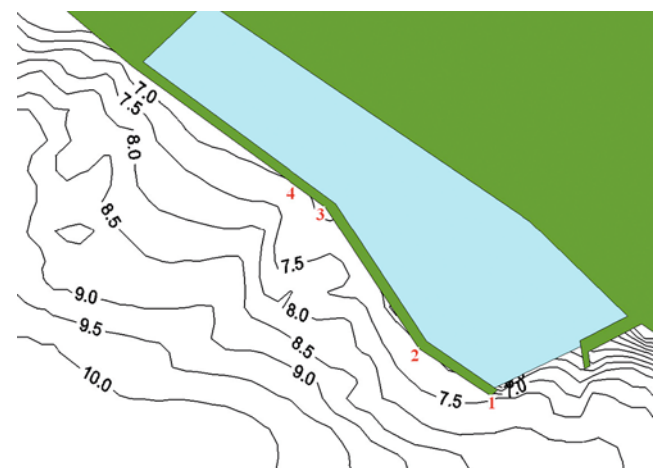


Рис. 7. Поле однопроцентных высот волн, м, на подходе к грузовому порту в районе р. Мзымта за 3 ч 14 декабря 2009 г. На карте изолинии высот волн проведены через 0,5 м. Номера расчетных точек отмечены красным цветом



Таблица 1

Средние и однопроцентные высоты волн, м, в шторме 14 декабря 2009 г. и с периодом повторяемости 1 раз в 50 лет в акватории грузового порта в районе р. Мзымта

Обеспеченность высот волн	Шторм 14 декабря 2009 г.				С периодом повторяемости 1 раз в 50 лет
	1 точка	2 точка	3 точка	4 точка	
Средняя высота	3,68	3,58	3,38	3,53	3,4
1 %	7,55	7,34	6,93	7,24	6,97

Таблица 2

Средние периоды волн, с, в шторме 14 декабря 2009 г. и с периодом повторяемости 1 раз в 50 лет в акватории грузового порта в районе р. Мзымта

Обеспеченность периодов волн	Шторм 14 декабря 2009 г.				С периодом повторяемости 1 раз в 50 лет
	1 точка	2 точка	3 точка	4 точка	
Средний период	8,97	8,85	8,6	8,79	8,6

сти 50 лет составляет около 3,4 м. Для перехода от средней высоты волны к однопроцентной, наиболее востребованной при гидротехнических изысканиях, были использованы соотношения, приведенные в СНиП [13]. Наряду с высотами сравнение проведено для периодов и длин волн. Данные расчеты выполнены для четырех точек в районе волноломов, указанных на рис. 7. Информация о высотах, периодах, длинах волн в 50-летнем шторме и за срок 03 ч 14 декабря 2009 г. приведена в табл. 1 – 3.

Для 1, 2 и 4 точек высоты ветровых волн в шторме 14 декабря 2009 г. превосходили высоты с повторяемостью 1 раз в 50 лет. Следует признать данный шторм исключительно сильным. Примерный его период повторяемости составляет 70 – 80 лет.

Таблица 3

Средние длины волн, м, в шторме 14 декабря 2009 г. и с периодом повторяемости 1 раз в 50 лет в акватории грузового порта в районе р. Мзымта

Обеспеченность длин волн	Шторм 14 декабря 2009 г.				С периодом повторяемости 1 раз в 50 лет
	1 точка	2 точка	3 точка	4 точка	
Средняя длина	100	91	92	88	90

## Список литературы

1. Матушевский Г. В. Оценка энергозапасов ветрового волнения в морях СССР. Деп. во ВНИИГМИ-МЦД 8 июня 1982 г., № 145 гм-Д82.
2. Кабатченко И. М., Матушевский Г. В. Проклятие одиннадцатого месяца на Чёрном море // Море. 1998. № 1. С. 29 – 30.
3. Кабатченко И. М., Матушевский Г. В., Резников М. В., Заславский М. М. Моделирование ветра и волн при вторичных термических циклонах на Черном море // Метеорология и гидрология. 2001. № 5. С. 61 – 71.
4. Кабатченко И. М. Моделирование ветрового волнения. Численные расчеты для исследования климата и проектирования гидротехнических сооружений: Автореф. дис. ... доктора геогр. наук. — М.: ООО "Альянс ДокументЦентр", 2007.
5. Расчет режима морского ветрового волнения: Методические указания ГОИН. М., 1979. Вып. 42.
6. Zakharov V. E., Zaslavskii M. M., Kabatchenko I. M., Matushevskii G. V., Polnikov V. G. Conceptually new wind-wave model // The wind-driven air-sea interface electromagnetic and acoustic sensing, wave dynamics and turbulent fluxes. Sydney, Australia, 1999. P. 159 – 164.
7. Атлас волнения и ветра Черного моря. — Л.: Гидрометеоздат, 1969.
8. Ветер и волны в океанах и морях: Справочные данные. — Л.: Транспорт, 1974.
9. Гидрометеорологические условия шельфовой зоны морей СССР, Черное море. — Л.: Гидрометеоздат, 1986. Т. 4.
10. Гидрометеорология и гидрохимия морей СССР. — Л.: Гидрометеоздат, 1991. Т. 4: Черное море. Вып. 1.
11. Ржеплинский Г. В., Назаретский Л. Н. Расчет режима волнения шельфовых акваторий на примере Черного моря // Метеорология и гидрология. 1974. № 1. С. 63 – 68.
12. Типовые поля ветра и волнения Черного моря / Под ред. Э. Н. Альтмана и Г. В. Матушевского. — Севастополь: СО-ГОИН, 1987.
13. СНиП 2.06.04.-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). — М.: Стройиздат, 1983.

# Определение расчетных характеристик ветра и ветровых течений по синоптическим данным с учетом волновых условий

Кабатченко И. М., доктор геогр. наук, зав. лабораторией  
(ФГУ “Государственный океанографический институт им. Н. Н. Зубова”),

Полников В. Г., доктор физ.-мат. наук, ведущий научный  
сотрудник (УРАН “Институт физики атмосферы им. А. М. Обухова”)

Приводится вариант согласованного совместного расчета параметров приводного слоя атмосферы и верхнего слоя моря с учетом состояния волнения. Блок динамического приводного слоя реализован в версии [1, 2], а блок динамического верхнего слоя моря реализован в рамках модели взаимодействия экмановских слоев атмосферы и моря [3] с привлечением подхода С. А. Китайгородского для описания динамики интерфейса воздух — вода [4, 5]. Для типичных ветроволновых ситуаций рассчитаны ключевые параметры приводного слоя атмосферы и верхнего слоя моря: скорость ветра и скорость дрейфовых течений. Показано удовлетворительное количественное соответствие расчетных и наблюдаемых значений рассмотренных характеристик.

**Ключевые слова:** скорость ветра, скорость дрейфовых течений, расчетные характеристики, волновые условия, верхний слой моря, приводной слой атмосферы.

В настоящее время установлено, что ветровое волнение играет важную модулирующую роль в процессе крупномасштабного взаимодействия атмосферы и океана [6, 7]. В связи с этим возникает задача создания объединенной модели описания динамики интерфейса воздух — вода, приемлемой в широком диапазоне масштабов — от сотен метров и секунд до глобальных масштабов (десятки тысяч километров и сотни тысяч часов). В ряде работ показано, что связующим звеном среди многочисленных и разномасштабных процессов на границе раздела сред может быть численная спектральная модель ветрового волнения [1, 2, 6, 8, 9].

Общий подход к этому вопросу был описан в работе [6], где были рассмотрены, проанализированы и частично рассчитаны потоки импульса и энергии от ветра к волнам, а затем в верхний слой моря. Было показано, что объединенная (крупномасштабная) модель интерфейса воздух — вода должна включать прежде всего спектральную модель ветрового волнения, к которой могут быть подсоединены блоки динамического приводного слоя атмосферы (ДПСА) и динамического верхнего слоя моря (ДВСМ). Модель волнения, включающая механизм передачи энергии от ветра к волнам  $IN$ , механизм межволнового нелинейного перераспределения энергии волн  $NL$  и механизм потерь волновой энергии  $DIS$ , ответственна непосредственно за динамику двумерного спектра волн  $S(\mathbf{k}, \mathbf{x}, t)$ , заданного в пространстве волновых векторов  $\mathbf{k}$  и распределенного по пространству  $\mathbf{x}$  и времени  $t$ . Блок ДПСА отвечает за согласование параметров волнения с параметрами приводного слоя атмосферы (например, спектра волн  $S$  и скорости трения  $U_*$ ), а блок ДВСМ — за согласование параметров волнения с параметрами верхнего слоя моря (например, спектра волн  $S$  и коэффициента вертикального об-

мена  $K_T$  и дрейфовой скорости  $V_d$ ). Модель такого типа предложено классифицировать в качестве модели ветрового волнения пятого поколения, так как она концептуально отличается от моделей предыдущих поколений, не затрагивающих динамику верхнего слоя моря [8]. Блок-схема такой модели представлена на рис. 1.

Из анализа результатов перечисленных работ [1, 6, 8, 9] следует, что наиболее слабо разработанным звеном моделей пятого поколения является блок ДВСМ. Этому вопросу и уделяется основное внимание данной работы.

**Общая постановка задачи.** Рассмотрим два взаимодействующих пограничных слоя: атмосферный и морской. Основным внешним параметром их взаимодействия является локальный геострофический ветер  $U_g$ . Однако, как уже отмечалось, существует и дополнительный, внутренний параметр взаимодействия атмосферного и морского слоев. Внутренний параметр обусловлен статистической структурой границы раздела сред, которая наиболее общо представлена двумерным спектром волнения  $S(\mathbf{k})$  (или его эквивалентом в частотно-угловом представлении,  $S(\sigma, \theta)$ ) [6].

Динамические характеристики приводного слоя атмосферы могут быть рассчитаны по значению скорости геострофического ветра  $U_g$  с привлечением модели [10]:

$$-\frac{1}{\rho_\alpha} \frac{\partial p}{\partial n} + f_k U_g \pm \frac{U_g^2}{R} = 0, \quad (1)$$

где  $p$  — поле атмосферного давления в приводном слое;  $R$  — радиус кривизны изобар;  $\rho_\alpha$  — плотность воздуха.

Как правило, поле приповерхностного давления доступно в графическом виде. Обычно это кольце-

вые карты погоды. Их можно получить также в виде цифровых значений в узлах регулярной сетки (см., например, <http://mcc.hydromet.ru/wmc/>).

Для расчета спектра волн  $S(\sigma, \theta)$  привлекается та или иная численная спектральная модель, конкретное представление которой пока не принципиально [2, 6, 7]. Однако для ее использования необходим приводный ветер на горизонте  $z = 10$  м, т.е.  $U_{10}$ , для вычисления которого уже необходима конкретная модель глобального пограничного слоя атмосферы. В свою очередь, такая модель требует знания параметров шероховатости поверхности, значения которых определяются спектром волнения  $S$ . Следовательно, для расчета характеристик приводного ветра и состояния подстилающей поверхности атмосферного слоя нужна согласованная модель, которая и носит название модели динамического ПСА. Один из вариантов такой модели [1] используется в данной работе.

Значение шероховатости поверхности раздела сред позволяет, следуя С. А. Китайгородскому, ввести понятие потока импульса в верхний слой моря [5] и с использованием оценок экмановского слоя морских течений провести аналогию между динамикой ПСА и динамикой ВСМ. В этом заключается один из наиболее простых путей определения такой характеристики ВСМ, как дрейфовое течение  $V_d$ .

Поскольку в приведенном подходе характеристики ПСА и ВСМ однозначно определяются и являются зависящими от состояния волнения, можно считать, что задача согласования динамик ПСА и ВСМ через состояние волнения решена<sup>1</sup>. Реализация предлагаемого подхода, его детали и результаты ряда расчетов приводятся ниже.

**Модель динамического ПСА.** Суммарное касательное напряжение трения ветра  $\tau_a$  у поверхности моря можно представить в виде двух слагаемых:

$$\tau_a = -\rho_a U_*^2 = \tau_l + \tau_w, \quad (2)$$

где  $\tau_l$  — поток импульса в поверхности раздела сред в отсутствии волн;  $\tau_w$  — изменение потока импульса, которое обусловлено наличием волн и процессами передачи импульса волнам ( $\rho_a$  — плотность воздуха).

Будем считать, что поток  $\tau_l$  соответствует обтеканию турбулентным потоком воздуха жесткой гладкой подстилающей поверхности. Параметр шероховатости при таком обтекании известен [11]

<sup>1</sup> Предложенный подход является одной из рабочих версий блоков ДПСА и ДВСМ, которые могут быть составными частями модели ветровых волн пятого поколения.

$$z_0 = z_{0v} = a_v v / U_* v, \quad (3)$$

где  $a_v \approx 0,1$ ;  $v$  — кинематический коэффициент вязкости воздуха;  $U_* v$  — скорость трения гладкого обтекания.

При известной величине геострофического ветра для связи скоростей  $U_* v$  и  $U_g$  можно применить закон сопротивления Казанского — Монины [4]:

$$U_* v = \kappa U_g \left[ \left( \ln \frac{U_* v}{f z_{0v}} - B(\mu) \right)^2 + A^2(\mu) \right]^{-1/2}, \quad (4)$$

где  $f$  — параметр Кориолиса ( $f = 2\Omega \sin \varphi$ ,  $\Omega$  — угловая скорость вращения Земли,  $\varphi$  — локальная широта места),  $A$  и  $B$  параметры, определяемые характеристикой термической стратификации атмосферного слоя:  $\mu = h/L$  ( $h$  — толщина атмосферного пограничного слоя,  $L$  — масштаб длины Монины — Обухова [12]), которая будет полагаться известной. При этом угол отклонения приводного ветра от направления геострофического ветра  $\alpha$  определяется также параметром термической стратификации [12]:

$$\sin \alpha = -\frac{U_*}{\kappa U_g} A(\mu).$$

Таким образом, соотношения (3) и (4) полностью определяют величину  $\tau_l = -\rho_a U_*^2$ .

С другой стороны, поток импульса к волнам  $\tau_w$  определяется через двумерный частотно-угловой спектр  $S(\sigma, \theta)$  и так называемую функцию накачки волн ветром, описывающую механизм передачи энергии от ветра к волнам  $IN(S, U, \sigma, \theta)$ . Общеизвестное выражение для  $\tau_w$  имеет вид [6, 13]

$$\tau_w = -\rho_w g \int \frac{\kappa \cos(\theta)}{\sigma} IN(S, U, \sigma, \theta) d\sigma d\theta. \quad (5)$$

Подстановка представлений  $S(\sigma, \theta) = S(\sigma)\Psi(\sigma, \theta)$ , где  $S(\sigma)$  — одномерный частотный спектр волнения, а  $\Psi(\sigma, \theta)$  — его частотно-угловое распределение, и известного представления для функции передачи энергии от ветра к волнам [6, 7]

$$IN(\dots) = \left\{ \frac{\rho_a}{\rho_w} \beta(U_*, \sigma, \theta) \right\} \sigma S(\sigma, \theta), \quad (6)$$

где  $\beta$  — коэффициент взаимодействия волн с ветром,  $\rho_w$  — плотность воды, дает



$$\tau_w = -\rho_a \int_0^{\omega_+} S(\sigma) \sigma^2 d\sigma \int_{-\pi}^{\pi} \beta(\sigma, \theta, U) \Psi(\sigma, \theta) \cos(\theta) d\theta, \quad (7)$$

где  $\omega_+$  — верхняя граница частотного интервала, здесь волны перестают взаимодействовать с ветром (на этих частотах высоты ветровых волн столь малы, что они не возвышаются над вязким подслоем).

В расчетах для задания коэффициента  $\beta$  удобно использовать эмпирическую аппроксимацию [14]

$$\beta = \left\{ \left[ b_1 \left( \frac{U_*}{\sigma/k} \right)^2 + b_2 \left( \frac{U_*}{\sigma/k} \right) + b_3 \right] \cos \theta - b_4 \right\}, \quad (8)$$

где  $b_1 = 4 \cdot 10^{-2}$ ;  $b_2 = 5,44 \cdot 10^{-3}$ ;  $b_3 = 5,5 \cdot 10^{-5}$ ;  $b_4 = 3,1 \cdot 10^{-4}$ .

С учетом приведенных параметризаций формула (2) может быть записана в виде

$$U_*^2 = U_{*v}^2 + C_1 U_*^2 + C_2 U_* + C_3, \quad (9)$$

где значение для  $U_{*v}$  следует из (4), а коэффициенты  $C_1 - C_3$ , следующие из (5) – (8), являются функциями от формы спектра волн.

Для определенности выполнения интегрирования в (6) принято

$$\omega_+ = (gk_0)^{1/2}, \quad k_0 = \alpha_0 U_{*v}/v, \quad \alpha_0 \cong 10^{-2}. \quad (10)$$

Соотношения (10) ограничивают вклад в поток импульса от мелкомасштабных компонент ветровых волн в вязком подслое (толщиной  $h_v \cong 5v/U_{*t}$ ), которые, по физике дела, не вносят вклад в аэродинамическое сопротивление взволнованной поверхности.

Таким образом, задача определения характеристик ПСА сводится к решению квадратичного уравнения относительно  $U_*$ . Для получения реального (эффективного) параметра шероховатости  $z_0$ , который учитывает полную шероховатость взволнованной поверхности раздела сред (включая создаваемую волнами), можно использовать ту же формулу закона сопротивления Казанского — Монина (4). В итоге получаем

$$z_0 = \frac{U_*}{f_{\text{exp}} \left( \sqrt{\frac{\kappa U_g}{U_*}} - A^2(\mu) + B(\mu) \right)}. \quad (11)$$

Полученный по данной процедуре параметр  $z_0$  приводного слоя атмосферы сравнивался с результатами известного натурального эксперимента [15].

Соответствующие расчеты проводились для разных значений геострофической скорости  $U_g$  и разных значений возраста волнения  $A$ . Возраст волнения, как правило, задается отношением фазовой скорости волнения на частоте максимума в спектре ветрового волнения к динамической скорости ветра:  $A = C_p/U_*$ . Однако с целью сопоставления расчетов с натурными данными [15] далее используется зависимость  $z_0$  от обратного возраста волн. На данном этапе исследований используемый в расчетах спектр волнения  $S(\sigma)$  задавался в общепринятой форме спектра JONSWAP [7] с изменяющейся величиной частоты пика  $\sigma_p$

$$S(\omega) = \frac{\alpha g^2}{\sigma^5} \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{\sigma_p}{\sigma} \right) \right] \gamma^G, \quad (12)$$

$$G = \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\sigma - \sigma_p}{\delta \sigma} \right)^2 \right],$$

где  $\sigma = \begin{cases} 0,07, & \sigma/\sigma_p \leq 1 \\ 0,09, & \sigma/\sigma_p > 1 \end{cases}$ , а параметры  $\alpha$ ,  $\sigma_p$ ,  $\gamma$  являются функциями безразмерного разгона [1]. Угловой спектр задавался простейшей частотно-угловой функцией

$$\Psi(\sigma, \theta) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cos^2(\theta - \theta_w), \quad (13)$$

взятой при постоянном значении направления ветра  $\theta_w$ .

На рис. 2 приведена зависимость безразмерного параметра шероховатости от обратного возраста волнения. Как следует из рисунка:

безразмерный параметр шероховатости существенно зависит как от внешнего параметра, которым в настоящем эксперименте выступала геострофическая скорость ветра  $U_g$ , так и от состояния волнения (в данном случае от возраста  $A = U_*/C_p$ );

результаты расчетов, полученные в рассмотренной модели ДПСА, вполне удовлетворительно соответствуют наблюдениям.

Последний вывод и дает оценку качества предложенной модели ДПСА.

**Модель динамического ВСМ.** Морской пограничный слой в окрестности поверхности раздела атмосфера — море сильно турбулизован [5]. Это вызвано рядом факторов. Прежде всего он турбули-

<sup>2</sup> Вариации параметров спектра и возраста волнения определенным образом соответствуют тем или иным величинам безразмерного разгона [6, 7], что позволяет (при необходимости) иметь представление о расстояниях от подветренного берега при фиксированной величине ветра.

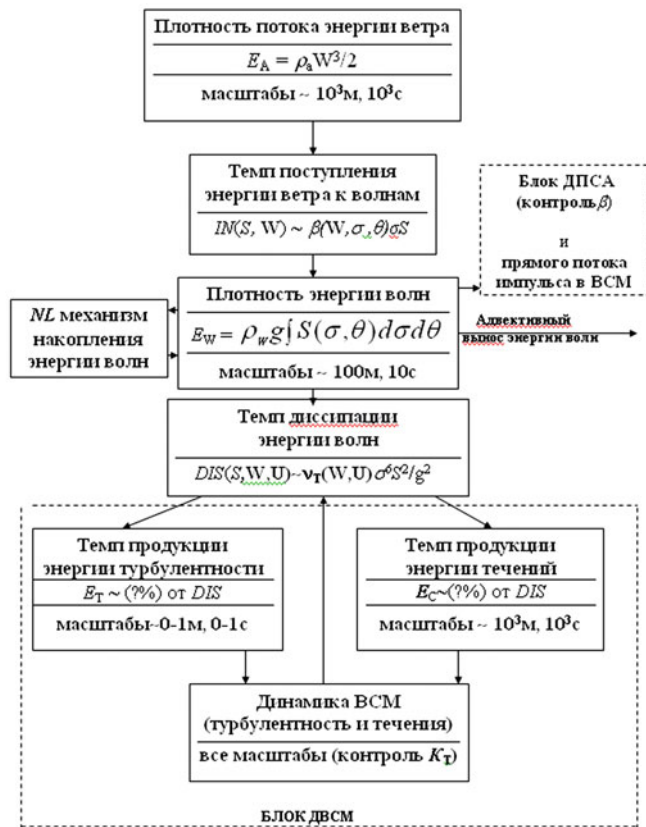


Рис. 1. Общая схема обмена импульсом и энергией в системе атмосфера — море

зается опрокидывающимися волнами и сопровождаемыми их процессами типа появления бегущих “барашек”, воздушных пузырьков, каплеобразования. Во-вторых, поверхностный слой воды испаряется, что приводит к образованию вод с повышенной соленостью. Опускающаяся соленая вода интенсивно перемешивает поверхностный слой. Кроме того, турбулизация поверхностного слоя воды поддерживается процессом всплывания пузырьков воздуха. Эти пузырьки образуются при обрушении волн, когда опрокидывающийся гребень увлекает с собой в воду воздух, оказавшийся под ним.

Все эти сложные процессы не позволяют описать морской пограничный слой столь же детально, как и атмосферный. Существует теория [6] использования функции диссипации энергии волн DIS для интегрального описания всей совокупности перечисленных процессов [6]. Однако пока эта теория не детализирована до уровня ее использования в численных расчетах, поэтому на данном этапе построения согласованной модели динамических ПСА и ВСМ мы будем привлекать более простые соображения, справедливость применения которых оценивается апостериори.

Традиционно динамические характеристики морского пограничного слоя описываются в терминах полных потоков  $\mathbf{T}(T_x, T_y)$  [3]:

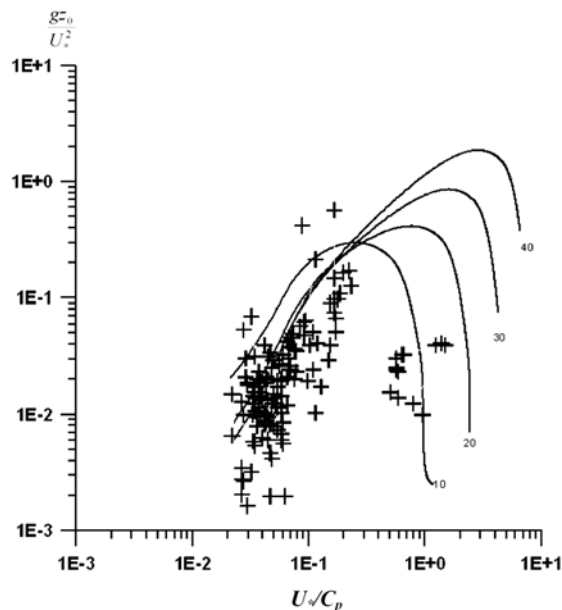


Рис. 2. Зависимость безразмерного параметра шероховатости от обратного возраста волны: точки — данные эксперимента [15], сплошные линии — расчет по модели при разных геострофических скоростях ветра  $U_g$

$$T_x = \int_d^0 U(z) dz, \quad T_y = \int_d^0 V(z) dz, \quad (14)$$

где координата  $x$  совпадает с направлением ветра на поверхности, а  $y$  — перпендикулярна ей;  $d$  — толщина морского пограничного слоя. В таком случае согласно [3] можно записать

$$T_x = 0, \quad T_y = \frac{\gamma^2}{\Omega \sin \varphi}, \quad (15)$$

где

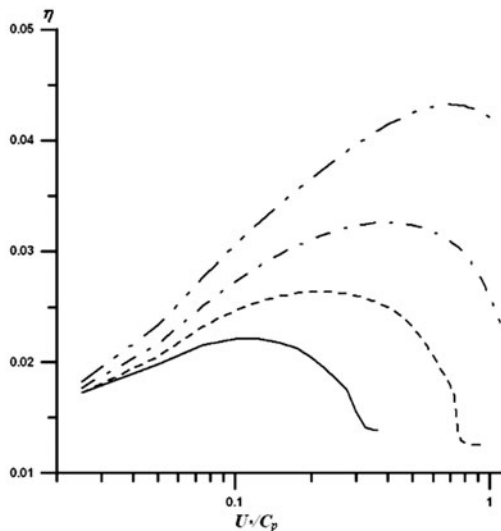
$$\gamma = \sqrt{\frac{\rho_a}{\rho_w}} U_*. \quad (16)$$

Глубина слоя трения определяется по формуле [3]

$$d = \frac{\gamma}{\Omega \sin \varphi}. \quad (17)$$

Таким образом, модуль средней скорости экмановского течения  $V_E = \frac{|T|}{d} \sqrt{\frac{\rho_a}{\rho_w}} U_*$ .

Экмановский слой трения может достигать нескольких сотен метров, и его средняя скорость менее представительна на масштабах изменчивости



**Рис. 3.** Зависимость ветрового коэффициента  $\eta$  (отношение дрейфовой скорости на поверхности к скорости ветра на высоте 10 м) от обратного возраста волнения для различных значений геострофической скорости ветра: сплошная линия — 10 м/с; пунктирная линия — 20 м/с; точка-тире — 30 м/с, две точки-тире — 40 м/с

ветрового волнения. Для таких масштабов наибольший интерес представляет скорость дрейфа на поверхности. Для оценки его скорости в работе [2] было использовано равенство в воде и воздухе касательного напряжения у поверхности раздела воды и воздуха. Суть принятого в [2] подхода заключается в следующем. Воспользуемся введенным С. А. Китайгородским понятием скорости трения “снизу”  $V_s$ , задаваемой соотношением [5]

$$V_s = U_{*v} \sqrt{\frac{\rho_a}{\rho_w}}. \quad (18)$$

Такое соотношение вполне приемлемо для случая установившегося (развитого) волнения, когда весь поток импульса к волнам однозначно переходит в верхний слой моря. В таком случае, переходя в морском слое в систему координат, движущуюся противоположно дрейфу со скоростью дрейфа  $V_d$ , в новой системе координат мы получим аналог приводного слоя ветра, только расположенного в воде.

Используем теперь закон сопротивления Казанского — Моница (4) для морского пограничного слоя. Предполагая, что вдали от поверхности аналог геострофической скорости есть  $V_d$ , а на границе раздела сред (в принятой системе координат) скорость течения равна нулю, по формуле, аналогичной (4), получаем выражение для дрейфового течения

$$V_d = \frac{V_s}{\kappa} \left[ \left( \ln \frac{V_s}{fz_0} - B \right) + A^2 \right]^{1/2}, \quad (19)$$

где  $z_0$  уже есть параметр шероховатости поверхности “снизу”. Именно для его оценки по большому счету требуется использование функции диссипации DIS. Однако этот вопрос, как уже отмечалось, пока не решен, поэтому для задания  $z_0$  привлечем эмпирическую формулу [16]

$$z_0 \approx 0,1 \frac{K_0}{V_s}, \quad (20)$$

где для функции турбулентной вязкости примем рекомендуемое значение  $K_0 \approx 2 \cdot 10^{-4} \frac{U_a}{g}$  ( $U_a$  — скорость ветра на стандартном горизонте,  $g$  — ускорение свободного падения). Далее для оценки  $V_d$  будем пользоваться так называемым ветровым коэффициентом

$$\eta = V_d/U_a. \quad (21)$$

Рассчитанный по формулам (18) – (20) коэффициент  $\eta$  для разных геострофических скоростей ветра приведен на рис. 3 в зависимости от обратного возраста волнения. Из рис. 3 видно, что для установившегося волнения (обратный возраст волны около 0,025) дрейфовое течение составляет 2% от скорости ветра  $U_a$  вне зависимости от геострофической скорости. Для молодого волнения (обратный возраст волнения больше 0,1) ветрового коэффициент растет в зависимости от геострофической скорости — от 0,022 для геострофической скорости 10 м/с до 0,043 для геострофической скорости 40 м/с.

Полученные значения ветрового коэффициента для установившегося волнения хорошо согласуются с массовыми инструментальными оценками этого параметра, приведенными, например, для Балтийского моря [17]. В частности, увеличение ветрового коэффициента для молодого волнения подтверждено в ряде численных экспериментов (например, [18]), что имеет хорошее физическое обоснование: молодое волнение — высокая шероховатость — большой поток импульса — сильный дрейф.

Таким образом, предлагаемая модель динамического ВСМ в части определения скорости дрейфа как функции состояния волнения представляется вполне приемлемой.

В заключение можно отметить, что предложенная версия согласования динамических параметров приводного слоя атмосферы и верхнего слоя моря в зависимости от состояния волнения носит пилотный, т.е. пробный характер. Она может быть использована уже в настоящее время и подвергнута тщательной верификации, например, в составе модели РАВМ [2]. Однако для этой цели потребуются



весьма непростые синхронные измерения таких параметров интерфейса, как поток импульса от ветра к волнам  $\tau_a$  (т.е.  $U^*$ ), двумерный спектр волнения  $S(\mathbf{k})$  (или  $S(\sigma, \theta)$ ) и скорость дрейфа  $V_d$ . При этом такого рода измерения должны быть выполнены для большого разнообразия ветроволновых ситуаций. Сроки проведения таких измерений пока трудно прогнозируемы. Что же касается использования литературных данных, то в определенной степени этот ресурс уже использован в настоящей работе. Относительно дальнейшего теоретического развития основ для блоков ДПСА и ДВСМ нет отмеченных выше препятствий, и такая работа планируется.

Авторы признательны М. М. Заславскому за обсуждение затронутых вопросов. Работа выполнена при поддержке РФФИ, проект № 08-05-13524-офи-ц, 09-05-00857-а.

### Список литературы

1. Заславский М. М., Залесный В. Б., Кабатченко И. М., Тамсалу Р. Самосогласованное описание атмосферного пограничного слоя, ветровых волн и морских течений // *Океанология*. 2006. Т. 46. № 2. С. 178 – 188.
2. Кабатченко И. М. Моделирование ветрового волнения. Численные расчеты для исследования климата и проектирования гидротехнических сооружений: Автореф. дис. ... доктора геогр. наук. — М.: ООО "Альянс ДокументЦентр", 2007.
3. Филлипс О. М. Динамика верхнего слоя океана. — Л.: Гидрометеиздат, 1980.
4. Казанский А. Б., Монин А. С. О динамическом взаимодействии между атмосферой и поверхностью земли // *Изв. АН СССР. Сер. геофиз.* 1961. № 5. С. 786 – 788.
5. Китайгородский С. А. Аэродинамическая шероховатость морской поверхности сверху и снизу. — М.: Метеорология и гидрология, 2002.
6. Полников В. Г. Роль ветрового волнения в динамике границы раздела вода-воздух // *Изв. РАН. Сер. ФАО*. 2009. Т. 45. № 3. С. 371 – 382.
7. Cavaleri L. et al (WISE group). Wave modelling — the state of the art // *Progress in oceanography*. 2007. V. 75. № 4. P. 603 – 674.
8. Фомин В. Н., Черкесов Л. В. Моделирование дрейфовых течений в мелководном бассейне с учетом изменения касательных напряжений, вызванных ветровыми волнами // *Изв. РАН. Сер. ФАО*. 2006. Т. 42. № 3. С. 393 – 402.
9. Ardhuin F., Chapron B., Elfouhaily T. Waves and air-sea momentum budget: Implication for ocean circulation modeling // *J. Phys. Oceanogr.* 2004. V. 34. № 7. P. 1741 – 1755.
10. Кабатченко И. М., Матушевский Г. В., Резников М. В., Заславский М. М. Моделирование ветра и волн при вторичных термических циклонах на Черном море // *Метеорология и гидрология*. 2001. № 5. С. 61 – 71.
11. Монин А. С. Гидродинамика атмосферы, океана и земных недр. — СПб.: Гидрометеиздат, 1999.
12. Монин А. С., Яглом А. М. Статистическая гидромеханика. — М.: Наука, 1965. Т. 1.
13. Заславский М. М. О параметрическом описании приводного слоя атмосферы // *Изв. РАН. Физика атмосферы и океана*. 1995. Т. 31. № 5. С. 607 – 615.
14. Yan L. An improved wind input source term for third generation ocean wave modelling. Rep. No. 87 – 8. 1987: Royal Dutch Meteor. Inst.
15. Donelan M. A. et al., On the dependence of sea surface roughness on wave development. // *J. Phys. Oceanogr.* 1993. Vol. 23, PP. 2143 – 2149.
16. Китайгородский С. А. О приложении методов теории подобия к описанию турбулентности в верхнем слое океана // *Изв. РАН. Физика атмосферы и океана*. 1998. Т. 34. № 3, С. 430 – 434.
17. Соскин И. М. Эмпирические зависимости для расчета ветровых течений // *Тр. ГОИН*. 1962. Вып. 70. С. 3 – 27.
18. Mastenbrock C., Burgers G., Jansen P. The dynamical coupling of a wave model and storm surge model through the atmospheric boundary layer // *J. Phys. Oceanogr.* 1993. V. 23. (8). P. 1856 – 1866.

# Результаты экспериментальных исследований волновых нагрузок на морские стационарные опоры больших поперечных размеров и сложного очертания

Жулин В. Н. кандидат техн. наук, заместитель генерального директора (ООО «Мортранспроект»)

Приводятся материалы исследований волновых нагрузок на морские стационарные опоры большого диаметра. Даются рекомендации по определению местных и суммарных горизонтальных и вертикальных волновых нагрузок и взвешивающего давления.

**Ключевые слова:** морские стационарные опоры большого диаметра, волновые нагрузки, экспериментальные исследования.



Жулин В. Н.

Освоение перспективных месторождений континентального шельфа Дальневосточного побережья, Северного Каспия, Азовского, Балтийского и Баренцева морей, характеризующихся тяжелыми гидродинамическими и ледовыми условиями, требует разработки в качестве оснований буровых установок ледостойких сооружений гравитационного типа с

большими поперечными размерами. При проектировании, строительстве и эксплуатации морских гидротехнических сооружений для обеспечения их устойчивости, прочности, надежности и долговечности, с одной стороны, и экономичности возведения — с другой необходимо рассматривать целый комплекс вопросов. Такие сооружения эксплуатируются на открытых или слабо защищенных акваториях при интенсивном воздействии ветровых, ледовых и волновых нагрузок. При этом в большинстве случаев определяющими при оценке общей устойчивости сооружения являются волновые нагрузки.

В зависимости от соотношения поперечных размеров сооружения и длины волны вертикальные обтекаемые опоры подразделяют на малые и большие. Отражением волн от опор малого диаметра, как правило, пренебрегают и волновые нагрузки на них рассчитывают только с учетом явления обтекания опор волной. При анализе силового воздействия волн на опоры больших поперечных размеров необходимо учитывать и отражение волн, и обтекание их волной. Сооружения, при взаимодействии с которыми волны почти полностью отражаются, называют необтекаемыми.

Нагрузки на обтекаемые сооружения классифицируют как силы лобового сопротивления, инерционные и дифракционные, зависящие от типа и размеров сооружения и параметров волн.

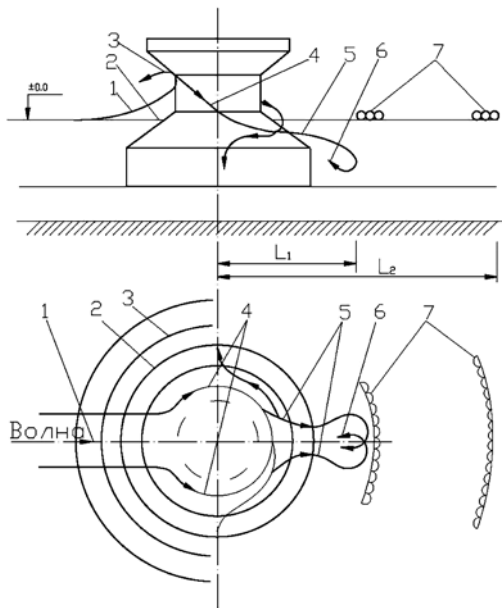
Силы лобового сопротивления представляют собой результат нарушения структуры волнового потока, связанного с относительной скоростью движения частиц жидкости. Наиболее значимы они при воздействии волн на сооружения малых поперечных размеров  $D/L < 0,2$  ( $D$  — диаметр преграды;  $L$  — длина набегающей волны).

Инерционные силы, вызванные градиентом давлений, ассоциируются с относительным ускорением окружающей жидкости. Наиболее значимы они для сооружений больших поперечных размеров.

Дифракционные силы, возникающие от рассеяния набегающих волн преградой, имеют важное значение, когда поперечные размеры преграды соизмеримы с длиной набегающей волны ( $1 > D/L > 0,2$ ). Дифракцию вызывает возмущение поля скоростей самой преградой при отражении от нее волн. Поскольку преграды работают в условиях инерционного режима, дифракционная теория исходит из потенциальности волнового потока. Общий потенциал скорости рассматривают в виде суммы двух потенциалов: исходного и дифракционного (или потенциала рассеяния).

Большинство работ с использованием дифракционной теории посвящено исследованию взаимодействия волн с опорами в виде вертикальных цилиндров большого диаметра. К теоретическим исследованиям этого направления следует отнести: в линейной постановке задачи — работы М. Д. Хаскинда, Ю. М. Крылова, Мак-Кэми и Фукса, Чакрабартти и Тэма, Бонефиля и Джермана, В. В. Яковлева, А. И. Кузнецова и М. В. Бухтояровой, Изаксона; в нелинейной постановке задачи — работы Чакрабартти, Изаксона, А. И. Кузнецова и М. В. Бухтояровой, Мейлокса, Ханта и Баддоура, Чена и Хадспефа.

В настоящей работе задача определения нагрузок на опору решалась экспериментально. Опыты по изучению воздействия волн на модель опоры проводили в русло-волновом лотке лаборатории гидравлических исследований ВНИИ транспортного строительства. Экспериментальная установка состояла из лотка с переносным волнопродуктором



**Рис. 1.** Схема обтекания опоры волной: 1, 3 — набегающая и дифрагируемая волны; 2 — опора; 4 — часть волнового потока; 5 — вихревая дорожка; 6 — вихрь; 7 — бурун

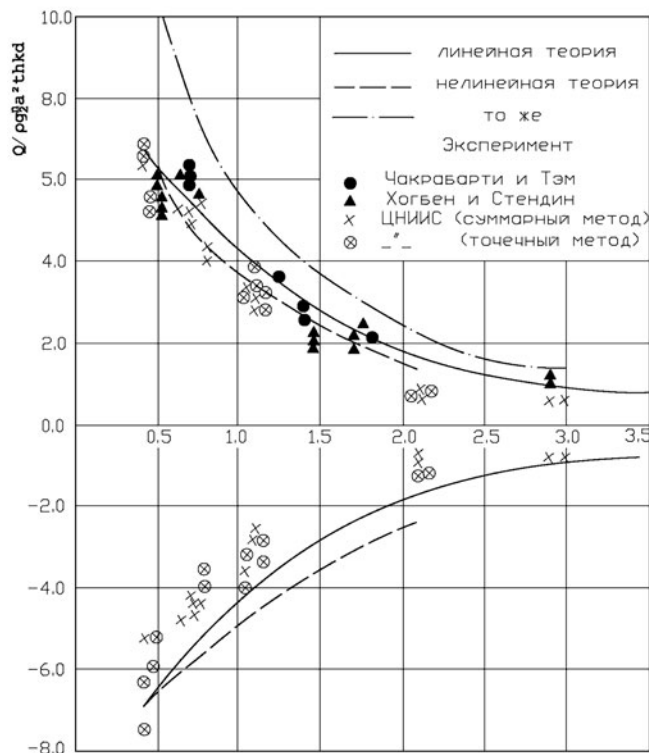
типа качающегося щита, измерительной и регистрирующей аппаратуры и вспомогательного оборудования. Длина рабочей части лотка — 30 м, ширина — 3,8 м, высота борта — 0,9 м.

При одних и тех же гидродинамических условиях проводились эксперименты с круглоцилиндрическими преградами и преградами, имеющими сложную форму, в частности с опорами, имеющими коническую форму в зоне переменного уровня, нижние придонные части которых были выполнены в виде вертикального цилиндра. Для определения влияния конической вставки на величину волновой нагрузки были проведены четыре серии опытов при различных углах наклона образующей к горизонту: 17; 30; 45 и 60°.

Параметры волн изменялись в следующих диапазонах: относительное волновое число  $ka$  — от 0,4 до 3,0 ( $k = 2\pi/L$ ,  $a$  — радиус преграды); крутизна волны  $h/L$  — от 0,014 до 0,077; относительная глубина  $d/L$  — от 0,07 до 0,5.

Волновые гидродинамические нагрузки измеряли по двум различным методикам. По первой методике определялось распределение давления в отдельных точках поверхности модели опоры. По второй — суммарные волновые силы измерялись непосредственно при помощи специально разработанной (весовой) тензометрической установки, позволяющей измерять две горизонтальные силы в направлении распространения волны и две вертикальные.

Для измерения суммарных волновых нагрузок использовались специально изготовленные балочные тензодатчики, а распределение местного гидродинамического давления по поверхности опоры



**Рис. 2.** Сравнение теоретических и экспериментальных данных по действующей на вертикальный цилиндр безразмерной суммарной волновой силе

измерялось с помощью установленных на боковой поверхности датчиков давления. Для измерения взвешивающего давления на днище модели также устанавливались датчики. При этом достигнута хорошая сходимость результатов.

Управление экспериментом, регистрация показаний датчиков и обработка получаемой информации осуществлялись с помощью информационно-вычислительного комплекса.

Распределение местного гидродинамического давления измерялось по всей окружности модели с шагом 22,5°. С таким же шагом волномером, смонтированным непосредственно на модели и копирующим ее форму, определялся уровень свободной взволнованной поверхности воды по контуру опоры.

Максимальные расхождения между значениями волновых сил, полученных с использованием суммарного и точечного методов измерения, не превышают 10–20 %, что свидетельствует о достоверности данных.

Измерения колебаний воды по контуру преграды позволили установить, что при взаимодействии мелководных волн с цилиндром при  $ka = 0,44$ , т.е. в режиме, близком к обтеканию волной преграды, последняя не вносит существенных изменений в поле набегающих волн и отражение не превышает 20 %.

Характер взаимодействия с цилиндром волн с относительным волновым числом  $ka = 1,05$  замет-



но отличается от длинных волн. В фазе впадины волны наблюдается максимальное понижение уровня, равное  $0,65h$ . Размах колебаний перед цилиндром по сравнению с исходной волной увеличивается на 65 % за счет отражения. При этих условиях уже необходимо учитывать дифракцию волн.

Взаимодействие с преградой более коротких волн  $ka = 2,1$  характеризуется практически полным отражением волны от преграды. Обтекание преграды волной в фронтальной ее части уже не наблюдается, и в фазе подхода гребня волны зафиксирован максимальный подъем уровня равный  $\eta/h = 1,2$ . Здесь же наблюдается и максимальное понижение уровня воды.

Такие большие колебания воды обусловлены тем, что траектории движения частиц перед фронтальной частью цилиндра у волн с крутизной  $h/L = 0,07$  почти вертикальные и вертикальные скорости частиц воды в пучности интерферированной волны имеют максимальные значения.

Сопоставление экспериментальных данных с результатами расчетов, выполненных в линейной постановке по методике, вошедшей в дополнение к СНиП 2.06.04-82, позволило сделать вывод о том, что теоретическое решение дает заниженные значения возвышения свободной поверхности, причем расхождение увеличивается с ростом крутизны волны и относительного диаметра преград и достигает 40 % при режиме  $ka = 2,1$  и  $h/L = 0,07$ . Этот вывод имеет важное практическое значение при назначении верхней отметки сооружения.

На рис. 1 приводится сравнение теоретических и экспериментальных данных по действующей на вертикальный цилиндр безразмерной суммарной волновой силе.

Важное значение для расчета силового воздействия волн на преграды имеет достоверная информация о величинах местных волновых нагрузок и характере распределения давления по поверхности преграды.

Выполненные в большом объеме и широком диапазоне параметров волн эксперименты позволили оценить существующие методы расчета.

При воздействии на цилиндр длинных пологих волн ( $ka = 0,44$ ) теоретические волновые давления удовлетворительно соответствуют экспериментальным и результаты совпадают между собой.

В случае взаимодействия с цилиндром волн средней длины и крутизны величины давлений, рассчитанные по нелинейной теории, меньше экспериментальных в фазе гребня волны, но существенно превышают их в фазе впадины. Экспериментами также не подтверждается характерный для нелинейного решения "провал" в хронограммах волнового давления.

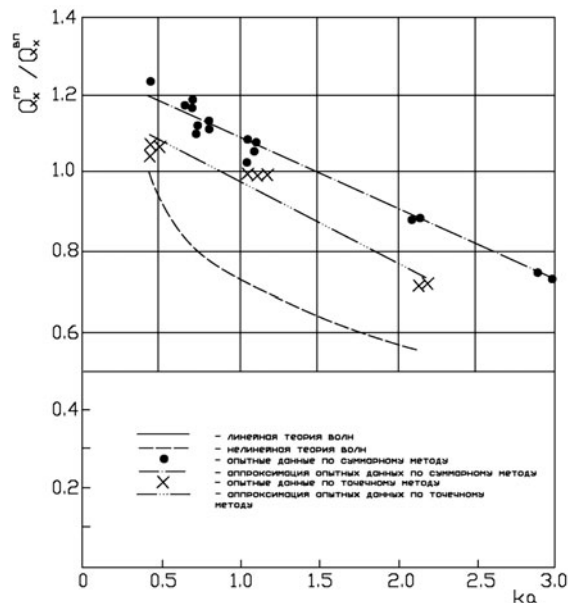


Рис. 3. Асимметрия волновых нагрузок, действующих на вертикальный цилиндр и направленных соответственно в попутном и встречном направлении по отношению к набегающим волнам  $Q_x^{TP}$  и  $Q_x^{BP}$  в зависимости от  $ka$

Для крутых коротких волн ( $ka = 2,1$  и  $h/L = 0,07$ ) результаты, полученные по нелинейной теории, резко отличаются от линейных и экспериментальных и противоречат результатам экспериментов и теории стоячих волн перед вертикальной стенкой при полном их отражении.

Значительный интерес при определении общей устойчивости морских гидротехнических сооружений представляют суммарные волновые нагрузки.

Согласно линейной теории волн суммарные волновые нагрузки, действующие в направлении луча волны и против него, равны между собой. Однако результаты, полученные рядом авторов на основе решения дифракционной задачи в нелинейной постановке, свидетельствуют о том, что при достаточно больших относительных глубинах и волновых числах  $ka$  суммарная волновая сила, действующая навстречу распространения волны, может быть больше силы, действующей по лучу волны. Данное положение качественно подтверждено в наших опытах. В количественном отношении результаты нелинейного решения почти в 2 раза превышают опытные данные. Рис. 2 иллюстрирует асимметрию волновых нагрузок, действующих на вертикальный цилиндр и направленных соответственно в попутном и встречном направлении по отношению к набегающим волнам  $Q_x^{TP}$  и  $Q_x^{BP}$  в зависимости от  $ka$ .

Существующие методики расчета распределения волнового давления по боковой поверхности опоры сложного очертания, волновых гидродинамических дифракционных сил, возвышения сво-

бодной взволнованной поверхности воды по контуру опоры и поля придонных скоростей в окрестности опоры разработаны при условии ряда допущений. Имеющиеся аналитические и численные решения как в линейной, так и в нелинейной постановке, полученные различными авторами, дают весьма противоречивые результаты. В связи с этим большое количество экспериментов было посвящено изучению влияния формы преграды на механизм трансформации волны и величины суммарных волновых нагрузок.

Лабораторные исследования кинематической структуры волнового потока, обтекающего преграду сложной формы с конической вставкой в зоне переменного уровня, позволили выявить факторы, оказывающие существенное влияние на распределение давлений по поверхности опоры и возвышение свободной поверхности.

Механизм взаимодействия волн с опорой (рис. 3) следующий: набегающая волна обтекает модель, обрушаясь на конической вставке. При этом поток над откосной частью сооружения становится поступательным. Элементы волн существенно трансформируются, в результате чего происходит рассеивание волновой энергии, что в свою очередь ведет к изменению распределения волновых

скоростей по глубине потока. Фронт волны в районе наклонной части опоры также трансформируется, поэтому возникает асимметрия в скоростях волн, движущихся над нижней и верхней частями конуса опоры.

Опытами установлено, что на длинных волнах угол наклона образующей конической части преграды не оказывает существенного влияния на величины давлений. Для волн средней длины  $ka = 1,05$  величины давлений на конусе с углом  $\alpha = 60^\circ$  при одних и тех же условиях уже меньше, чем на цилиндр. С уменьшением угла наклона расхождения в величинах давлений увеличиваются, и при  $\alpha = 17^\circ$  давление на конической части в 1,4 раза меньше, чем на цилиндр. На коротких волнах влияние конической вставки еще заметнее. Характер изменения во времени волнового давления на преградах сложных форм аналогичен изменению на цилиндрической поверхности. Здесь также проявляются нелинейные эффекты, но характерный провал на хронограмме волнового давления больше по абсолютной величине. С уменьшением угла до  $30^\circ$  и менее величины давлений на коническую поверхность в 1,5 – 2,0 раза ниже давлений на цилиндр.

# Особенности проектирования гидротехнических сооружений в зонах действия ураганов и тайфунов

Литвиненко Г. И., генеральный директор (ООО «Мортранспроект»)

Базыкин И. В., начальник управления (ФГУП «Росморпорт»)

Предложен вероятностный метод расчета режима ветрового волнения и зыби, обусловленных прохождением тропических циклонов (ураганов, тайфунов). Установлены параметры горизонтальной структуры полей ветра и волнения в тропических циклонах.

**Ключевые слова:** тропический циклон, ураган, тайфун, траектория максимальный шторм, скорость ветра, высота волн.

Режим волнения в зонах действия тропических циклонов (ТЦ) формируется, с одной стороны, волнами, вызываемыми слабыми и умеренными ветрами нециклонического характера (пассаты или муссоны, бризы, местные ветры), а с другой — волнами, вызываемыми прохождением ураганов. Таким образом, режим волнения в зоне действия ТЦ можно представить в виде суммы двух составляющих: режима фоновых событий, имеющих большую повторяемость, и режима редких катастрофических явлений:

$$P(h, \theta) = P_C(h, \theta) + P_H(h, \theta), \quad (1)$$

где  $P_C(h, \theta)$  — повторяемость волн высотой  $h$  в интервале от  $h + \Delta h$  при направлении распространения волн в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ , формируемых фоновыми штормами;  $P_H(h, \theta)$  — повторяемость той же градации высоты волн, формируемы ураганами;  $\Delta h$  — интервал градации высоты волн;  $\Delta\theta$  — интервал градации направления распространения волн.

С учетом того что повторяемость элементов волн, вызванных ТЦ, складывается из повторяемости элементов ветровых волн и волн зыби, выражение (1) представим в виде

$$P(h, \theta) = P_C(h, \theta) + P_H^w(h, \theta) + P_H^{sw}(h, \theta). \quad (2)$$

Первую составляющую в правой части уравнения (2) можно рассчитать по формуле

$$P_C(h, \theta) = \frac{\sum_{m=1}^{n'(h, \theta)} [t_1(h, \theta)]_m}{t_0 P(\theta_i)},$$

где  $t_0$  — общая продолжительность ряда наблюдений;  $P(\theta_i)$  — повторяемость данного направления местного волнения;  $t_1(h, \theta)$  — интервал времени, в

течение которого в районе расположения порта наблюдались волны высотой в интервале от  $h$  до  $h + \Delta h$  с направлением распространения в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ ;  $m$  — номер штормовой ситуации;  $n'(h, \theta)$  — общее число штормовых ситуаций, вызванных местными ветрами за время  $t_0$ .

Значение  $[t_1(h, \theta)]$  может быть получено путем обработки многолетнего ряда наблюдений или типизации карт барической топографии с последующим расчетом полей волн и присвоения им вероятностных характеристик соответствующих карт.

Вторую и третью составляющие в правой части уравнения (2) целесообразно рассчитывать с учетом всего многообразия волновых условий, присущих району расположения проектируемых гидротехнических сооружений (ГТС).

Предлагаемая модель основана на учете полей волнения, формируемых ураганами не только в зоне расположения ГТС  $S_{k=1}$ , но и в соседних зонах  $S_{k_i}$ , расположенных в пределах зоны  $S_0$ , откуда в периоды прохождения ураганов приходят волны в зону  $S_{k=1}$ .

Поскольку в район расположения ГТС  $S_{k=1}$  штормовые волны, включая и волны зыби, приходят вдоль лучей, проведенных из его центра, зону  $S_0$  целесообразно выделить в виде сектора акватории, охватывающего все опасные для района  $S_{k=1}$  направления распространения волн. При этом предполагается, что размеры зоны  $S_0$  должны быть значительно больше размеров ураганов. Кроме того, в этой зоне за период  $t_0$ , равный нескольким десяткам лет, должно быть зарегистрировано достаточное для статистической обработки количество  $N(S_0)$  ураганов различной интенсивности. С другой стороны, зона  $S_0$  должна быть настолько мала, чтобы в ее пределах ураган перемещался без существенных изменений его интенсивности.

Повторяемость  $P_H^w(h, \theta)$  элемента ветровых волн, формируемых ТЦ в зоне расположения гидротехнических сооружений площадью  $S_{k=1}$ , можно рассчитать по формуле



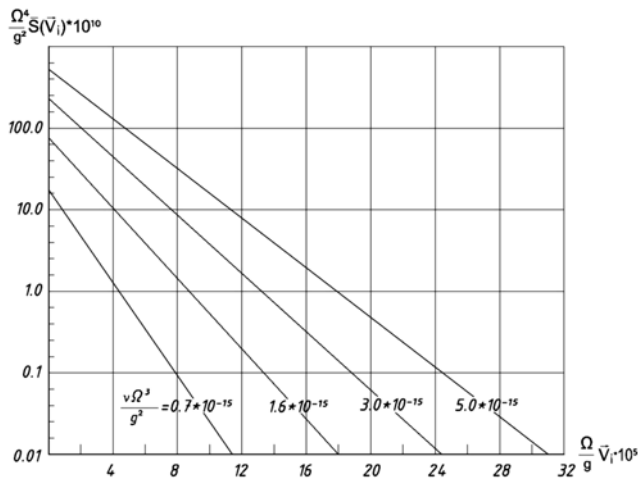


Рис. 1. Зависимость безразмерной площади  $\bar{S}(\bar{V}_i)$  области ТЦ со скоростями ветра  $\bar{V} \geq \bar{V}_i$  от безразмерной скорости ветра  $\bar{V}$  и безразмерного параметра Кориолиса  $\hat{\Omega}$

$$[P_H^w(h, \theta)]_{k=1} = \frac{\sum_{j=1}^{N(h, \theta)} [t(h, \theta)]_j}{t_0 P(\theta_i)} \frac{N(S_{k=1}) \bar{S}(h, \theta)}{N(S_0) S_{k=1}}, \quad (3)$$

где  $N(h, \theta)$  — количество ТЦ с высотами волн в интервале от  $h$  до  $h + \Delta h$  и направлением распространения в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ , прошедших через зону  $S_0$  за время  $t_0$ ;  $t(h, \theta)$  — интервал времени, в течение которого штормовая зона ТЦ с высотами волн в интервале от  $h$  до  $h + \Delta h$  и направлением распространения в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$  проходит через зону  $S_0$ ;  $P(\theta_i)$  — повторяемость распространения волн в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ ;  $N(S_{k=1})$  — количество ТЦ, прошедших через зону  $S_{k=1}$  за время  $t_0$ ;  $N(S_0)$  — количество ТЦ, прошедших через зону  $S_0$  за время  $t_0$ ;  $\bar{S}(h, \theta)$  — средняя площадь штормовой области ТЦ, в пределах которой высоты волн находятся в интервале от  $h$  до  $h + \Delta h$  с направлением распространения в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ ;  $S_{k=1}$  — площадь зоны;  $j$  — номер ТЦ.

Средняя площадь  $\bar{S}(h, \theta)$  штормовой области ТЦ, в пределах которой высоты волн находятся в интервале от  $h$  до  $h + \Delta h$  с направлением распространения в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ , получена на основе анализа расчетных штормовых полей ветра в ТЦ следующим образом. Средняя площадь области урагана, в пределах которой скорость ветра  $V$  равна

или превышает некоторое значение  $V_i$ , представлена в виде функции размерных параметров: скорости ветра  $V_i$ , параметра Кориолиса  $\Omega$ , ускорения свободного падения  $g$  и кинематической вязкости воздуха  $\nu$ :

$$\bar{S}(V_i) = F(V_i, \Omega, g, \nu). \quad (4)$$

Выражение (4) может быть записано в безразмерной форме

$$\hat{S}(\hat{V}_i) = F(\hat{V}_i, \hat{\Omega}), \quad (5)$$

$$\text{где } \hat{S}(\hat{V}_i) = \frac{\Omega^4 \bar{S}(V_i)}{g^2}; \quad \hat{V}_i = \frac{\Omega V_i}{g^2}; \quad \hat{\Omega} = \frac{\Omega^3 \nu}{g^2}.$$

Вид зависимости (5) найден графическим способом — путем расчета безразмерных скоростей ветра  $\hat{V}_i$  с интервалом 5 м/с, соответствующих им безразмерных площадей  $\hat{S}(\hat{V}_i)$  и построения графиков зависимости вида (5). В результате осреднения связей построен график зависимости (5), в которой безразмерная величина  $\hat{\Omega}$  принята в качестве параметра (рис. 1).

Значения  $\bar{S}(h, \theta)$  получены на основе анализа расчетных полей ветра и волнения в ураганах Тихоокеанского и Карибского бассейнов [1].

В результате анализа установлено, что площадям  $\bar{S}(\hat{V}_i)$  полей ветра соответствуют площади  $\bar{S}(\hat{h}_i, \theta)$  полей ветровых волн при определенных сочетаниях  $\hat{V}_i$  и  $\hat{h}_i$ . При этом площади  $\bar{S}(\hat{V}_i)$  близки соответствующим площадям  $\bar{S}(\hat{h}_i, \theta)$  не только по форме, но и по размерам. Полученные результаты представлены в таблице.

Повторяемость  $P_H^{sw}(h, \theta)$  волн зыби, приходящей в район расположения порта из зон  $S_k$  при  $k = 2, \dots, 1$ , может быть получена следующим образом. Предположим, что в результате шторма, вызванного прохождением урагана через некоторую зону  $S_k$ , в районе порта наблюдались волны зыби высотой от  $h_3$  до  $h_3 + \Delta h$  с направлением распространения в секторе от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$ . При этом высоты от  $h$  до  $h + \Delta h$  волны зыби достигли в результате затухания ветровых волн высотой  $h_6$  в зоне  $S_k$ . Очевидно, что повторяемость ветровых волн в зоне  $S_k$  одновременно является и повторяемостью волн зыби, приходящей из этой зоны в район расположе-

Значения скоростей ветра и средних высот ветровых волн в области ураганов, при которых средние значения площадей  $\bar{S}(\hat{V}_i)$  соответствуют средним значениям площадей  $\bar{S}(\hat{h}_i, \theta)$

$V_i$ , м/с	$V_1 \geq 70$	$V_2 \geq 60$	$V_3 \geq 50$	$V_4 \geq 40$	$V_5 \geq 30$	$V_6 \geq 25$	$V_7 \geq 20$
$h_i$ , м	$h_1 \geq 8,0$	$h_2 \geq 7,5$	$h_3 \geq 7,0$	$h_4 \geq 6,0$	$h_5 \geq 4,5$	$h_6 \geq 3,5$	$h_7 \geq 3,0$

ния порта. Суммируя повторяемости  $P_H^{sw}(h, \theta)$  по  $k$ , от  $k=2$  до  $k=1$  (где 1 — номер зоны  $S_k$ ), получим повторяемость высот волн зыби, приходящий в район расположения порта из всего сектора направлений от  $\theta$  до  $\theta + \Delta\theta$  в пределах выделенной зоны  $S_0$ .

Интегральные функции распределения высот волн, полученные вышеизложенным способом, можно охарактеризовать тремя областями (рис. 2). Первая область (I) характеризует составляющую штормовых ситуаций с ветровыми волнами, вызванными прохождением ураганов через район расположения порта. В этой области расчетные значения высот волн составляют  $\bar{h} \geq 5 \dots 6$  м с обеспеченностью  $F(\bar{h}) = 0,2 \dots 0,5$  %, что соответствует периоду повторяемости в 50 – 100 лет. Вторая область (II) характеризует сумму приблизительно равных составляющих штормовых ситуаций, связанных с прохождением менее интенсивных ураганов через район расположения порта, с прохождением ураганов через более отдаленные районы, а также ситуаций, связанных с местными ветрами. В этой области  $\bar{h} \geq 2,5 \dots 5,5$  м,  $F(\bar{h}) = 0,5 \dots 20$  %, что соответствует периоду повторяемости в 50 – 100 лет,  $P_h^w(\bar{h}) \approx P_H^{sw}(\bar{h}) \gg P_C^w(h)$ . Третья область характеризует постоянный фон местного волнения.

Следует отметить, что первая и третья области полученных функций распределения аппроксимируются на билогарифмической клетчатке в виде прямых линий, но с различными углами наклона. Очевидно, что угол наклона функций распределения зависит от частоты и интенсивности штормовых ситуаций, а также условий волнообразования в исследуемом районе.

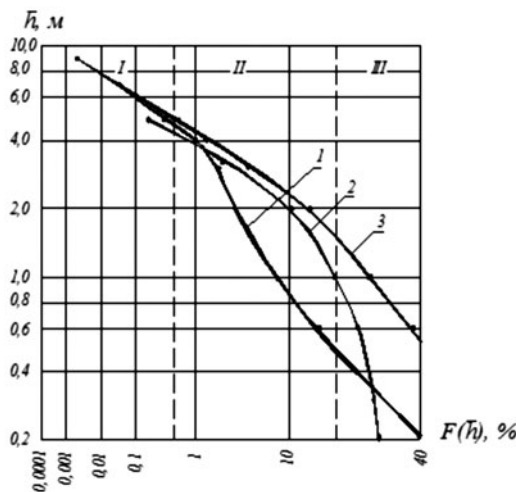


Рис. 2. Интегральные функции распределения средних высот ветровых волн (1), зыби (2) и смешанного волнения (3)

Достоверность режимной функции на рис. 2 подтверждается сопоставлением режимных функций распределения ветра, рассчитанных по аналогичной схеме, с данными натурных наблюдений [1]. Результаты сопоставления, а также апробация на ряде объектов свидетельствуют о том, что предлагаемая модель может быть включена в нормативные документы федерального уровня для использования при проектировании портовых гидротехнических сооружений в зонах действия ураганов.

### Литература

1. Литвиненко Г. И. Расчет ветроволнового режима в тропической зоне океана: Дис. на соискание ученой степени канд. геогр. наук. М., 1987.

# Накат низкочастотных волн сейсмического происхождения на сооружения и берега

Литвиненко Г. И., генеральный директор (ООО “Мортранспроект”),  
Базыкин И. В., начальник управления (ФГУП “Росморпорт”)

В соответствии с положениями теории подобия и размерностей применительно к лабораторным данным предложен принцип анализа, основанный на использовании безразмерных модулей — комбинаций из набора безразмерных параметров. Вид модулей определен на основании изучения физических свойств процесса или теоретическим путем. Предложены зависимости по расчету наката низкочастотных волн сейсмического происхождения на сооружения и берега для широкого диапазона уклонов дна.

**Ключевые слова:** цунами, накат, уровень откос, уклон, крутизна, отражение.

В зонах высокой сейсмической активности проектирование гидротехнических сооружений, в том числе водозаборов АЭС, на побережьях морей и предполагает оценку воздействия волн цунами. Основным результатом набегания волн цунами на пологие откосы (берега) или гидротехнические сооружения откосного профиля является накат. Экстремальные волны цунами, накатываясь на берег, приводят к катастрофическим последствиям. Характер воздействия волн цунами на сооружения и берега зависит главным образом от того разрушаются волны или нет. При масштабах цунами, характеризующихся приближенным равенством длины волны и ширины шельфа, крутизна волны возрастает незначительно и волны не достигают стадии обрушения. Появляется так называемый вздымающийся бурун. Большинство проявлений цунами происходит в условиях спокойного подтопления берега. В то же время при ширине шельфа много большей длины волны в результате ее трансформации на мелководье происходит резкое возрастание крутизны и волна может обрушиться.

Определение условий разрушения или неразрушения волны, ее возможного отражения требует учета влияния неравномерности уклона дна. Для этого профиль дна разбивается на участки с примерно одинаковыми уклонами на каждом участке. Длина участка должна быть не менее одной или нескольких длин волн. Расчет разрушения или неразрушения волны необходимо выполнять отдельно для каждого участка с учетом уклона дна и крутизны волны на участке.

Если неясно разрушается волна или нет, то при анализе ее воздействия на сооружения или берега рассматривают альтернативные варианты: накатывающийся бурун (бор) или вздымающийся бурун — подтопление берега. При этом целесообразно оценивать возможные последствия и учитывать наихудший вариант.

Исследование явления наката волн цунами нужно начать с рассмотрения одиночных волн. Обобщение лабораторных данных по определению нака-

та одиночных волн содержится в монографии Вигеля [1]. Для вычисления высоты наката предполагается формула

$$\frac{R}{d} = \chi_{\alpha} \left( \frac{H}{d} \right)^{\psi_{\alpha}}, \quad (1)$$

где  $\chi_{\alpha}$  и  $\psi_{\alpha}$  — параметры, зависящие от уклона  $\alpha$ .

На рис. 1 и 2 показаны значения параметров  $\chi_{\alpha}$  и  $\psi_{\alpha}$  для одиночных волн по данным, полученным Холлом и Уатсом [2], Капланом [3], Киши и Саэке [4], Лангсхольтом [5]. Сплошная линия проведена по данным [2]. Изображенные на рис. 1 и 2 экспериментальные данные являются результатом осреднения серий измерений при фиксированных уклонах дна. При уклонах  $\alpha < 0,15$  (область I) волны находятся в стадии обрушения, при  $\alpha > 0,15 - 0,3$  (область II) — в переходном режиме, и при  $\alpha > 0,3$  (область III) — накатываются на откос без разрушения.

Воспользуемся положениями теории подобия и размерностей применительно к анализу лабораторных данных по накату одиночных волн. В качестве системы определяющих параметров рассмотрим высоту наката одиночных волн  $R$ , высоту исходной волны  $H$  на глубине  $d$ , угол  $\alpha$  — уклон откоса ( $\alpha = d/L_R$ , где  $L_R$  — расстояние от уреза воды до точки с глубиной  $d$ ).

Функциональная зависимость между относительным накатом волн  $R/d$  и безразмерными параметрами — относительной высотой исходной волны  $H/d$  и углом  $\alpha$  — имеет вид

$$\frac{R}{d} = f_1 \left( \frac{H}{d}, \alpha \right). \quad (2)$$

Поскольку при анализе длина волны  $\lambda$  предполагается бесконечно большой, любая комбинация  $H$  или  $d$  с  $\lambda$  ( $H/\lambda$  или  $d/\lambda$ ) стремится к нулю при  $\lambda \rightarrow \infty$ . По этой причине комбинации  $H/\lambda$  или  $d/\lambda$  не входят в зависимость (2).



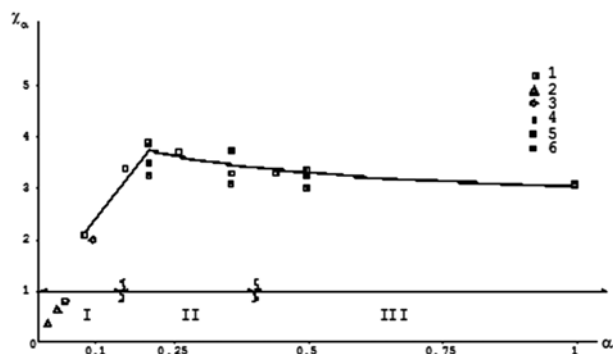


Рис. 1. Значение параметра  $\chi_\alpha$ : 1 — Холл и Уатс; 2 — Каплан; 3 — Киши и Сэке; 4 — Лангсхольм при  $d = 25$  см; 5 — то же при  $d = 15$  см; 6 — то же при  $d = 10$  см. I — область обрушивающихся волн; II — переходная; III — область необрушивающихся волн

Функциональная зависимость вида (2) неоднократно использовалась при анализе лабораторных данных [2, 6]. В анализ включали группы данных, построенных при фиксированных уклонах дна ( $\alpha = \text{const}$ ), полагая

$$\frac{R}{d} = f_2\left(\frac{H}{d}, 0\right). \quad (3)$$

Далее искали в уравнении (1) зависимость параметров  $\chi_\alpha$  и  $\psi_\alpha$  от уклона дна (рис. 1 и 2).

Недостатком такого представления является многопараметричность уравнения (1), которая вынуждает проводить осреднение групп данных по уклонам дна.

В целях построения универсальной зависимости предложен принцип анализа, основанный на использовании безразмерных модулей (блоков) — комбинаций из набора безразмерных параметров. Вид модулей определяется на основании изучения физических свойств процесса или теоретическим путем. Поясним принцип использования безразмерного модуля на конкретном примере.

Согласно [7] из решения теоретических задач вытекает следующая функциональная зависимость для определения высоты наката:

$$\frac{R}{H} = f_3\left(\frac{L_R}{\lambda}, \frac{H}{d}\right), \quad (4)$$

где  $L_R$  — расстояние от уреза воды до точки с глубиной  $d$ .

Учитывая, что

$$L_R = \frac{d}{\alpha},$$

получаем из зависимости (4)

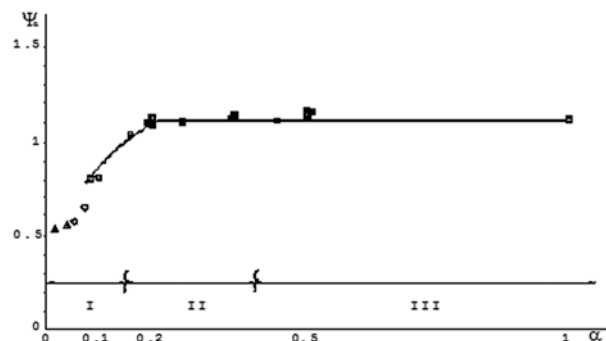


Рис. 2. Значения параметра  $\psi_\alpha$  (обозначения те же, что и на рис. 1)

$$\frac{R}{H} = f_4\left(\frac{d}{\alpha\lambda}, \frac{H}{d}\right). \quad (5)$$

В формуле (5) выражение  $d/\alpha\lambda$  представляет собой безразмерный модуль (блок) в виде произведения безразмерных параметров  $d/\lambda$  и  $1/\alpha$ . Так, при решении задачи о накате волн на откос, сопряженный с ровным дном, получают

$$\frac{R}{H} = 2\pi \frac{\sqrt{2d}}{\alpha\lambda}, \quad \text{при } d/\alpha > 0,05\lambda; \quad (6)$$

$$\frac{R}{H} = 2, \quad \text{при } L_R \leq 0,05\lambda. \quad (7)$$

Формула (6) соответствует накату волн цунами на откос постоянного уклона без обрушения, (7) — накату волн цунами на вертикальную или крутонаклонную стенку (при полном отражении).

Перейдем к анализу данных по одиночным волнам цунами с учетом понятия модуля. Для этого представим зависимость (2) в эквивалентном виде с позиций подобия

$$\frac{R}{H} = f_4\left(\frac{H}{d}, \alpha\right). \quad (8)$$

В качестве модуля используем аналог так называемого числа Ирибаррена. При этом длину волны  $\lambda$ , фигурирующую в числе Ирибаррена, заменим для случая одиночных волн на глубину  $d$ . Выражение для модуля запишем в виде

$$\xi_* = \sqrt{\frac{d}{H}} \operatorname{tg}\alpha. \quad (9)$$

Впервые на возможность эффективного использования параметра  $1/\xi_*$  указано в работе [6].

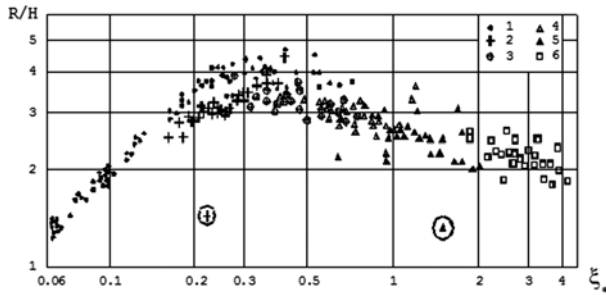


Рис. 3. Зависимость относительной высоты наката  $R/H$  от параметра  $\xi_*$ : 1 — по данным Синолакиса; 2–6 — по данным Холла и Уатса для  $\alpha = 50$  (2); 100 (3); 150 (4); 250 (5); 450 (6)

С учетом выражения (9) зависимость относительной высоты наката  $R/H$  от определяющих параметров будем искать в виде

$$\frac{d}{H} = f_6(\xi_*, \alpha). \quad (10)$$

В качестве исходных данных для анализа были приняты данные [2] и [8]. Лабораторные данные Синолакиса относятся к уклону дна  $\alpha = 1:19,85$  и охватывают в основном диапазон обрушивающихся волн. Числовые значения параметров содержатся в табличной форме в работе [8]. Используемые для анализа данные охватывают широкий диапазон условий: уклоны дна  $\alpha = 2,90 \dots 45^\circ$ , относительные высоты наката  $R/d = 0,02 \dots 1,9$ , относительные глубины  $H/d = 0,05 \dots 0,7$ .

Совокупность исходных данных была представлена в координатах (10) и приведена на рис. 3. Из рассмотрения рис. 3 следует, что зависимость относительной высоты наката  $R/H$  от параметра  $\xi_*$ , в первом приближении, допустимо рассматривать в виде универсальной функции

$$\frac{R}{H} = f_7(\xi_*). \quad (11)$$

Детализация вида функции (11) была выполнена следующим образом. Совокупность исходных данных была осреднена по интервалам  $\xi_*$  совместно как для данных Синолакиса [8], так и для данных Холла и Уатса [2]. Результаты осреднения представлены на рис. 4. Процедура получения аппроксимационных зависимостей, изображенных на рис. 4 в виде отрезков прямых линий, была следующей. По осредненным данным Синолакиса (рис. 5, а) была построена левая часть графика. Совокупность данных при  $\xi_* = 0,06 \dots 0,15$  описывается в виде линейной функции высоты относительно наката  $R/H$  от параметра  $\xi_*$

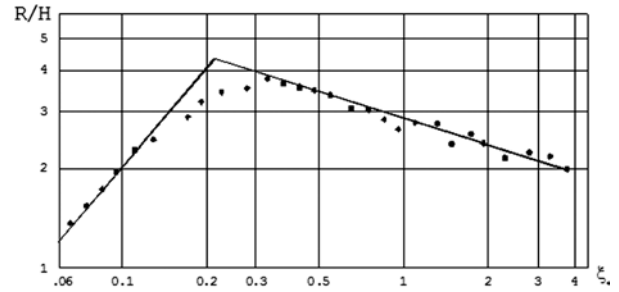


Рис. 4. Результаты осреднения по интервалам данных, приведенных на рис. 3: (сплошные линии — аппроксимирующие зависимости)

$$\frac{d}{H} = 20,4\xi_*^*. \quad (12)$$

Эта зависимость перенесена на рис. 4.

Правая часть графика рассмотрена по осредненным данным Холла и Уатса (рис. 5, б). Совокупность данных в диапазоне волн без обрушения  $\xi_* = 0,4 - 3,8$  описывается в виде степенной функции высоты относительного наката волн  $R/H$  от параметра  $\xi_*$

$$\frac{R}{H} = 2,80\xi_*^{-0,25}. \quad (13)$$

Эта зависимость, как и (12), перенесена на рис. 4.

Промежуточный режим в районе максимума функции на рис. 4, характеризующий потери энергии при переходе волн от стадии обрушения к стадии без обрушения, при данной схематизации процесса не рассматривается.

Одиночные, неосредненные, данные в районе максимума (рис. 3) “заполняют” угол, образованный зависимостями (12) и (13) в диапазоне  $0,15 < \xi_* < 0,4$ , т.е. эти зависимости могут рассматриваться в указанном диапазоне в качестве верхних огибающих.

Режим полного отражения при  $\xi_* > 3,8$  не представлен экспериментальными данными, однако крайние значения  $R/H$  на графике рис. 6 при  $\xi_* = 3,5 \dots 4,0$  соответствуют теоретическому значению  $R/H = 2$ .

Таким образом, результирующие зависимости для определения высоты наката одиночных волн цунами на откосы могут быть записаны в виде

$$\frac{R}{H} = \begin{cases} 20,4\xi_* & \text{при } \xi_* < 0,21; & (14) \\ 2,80\xi_*^{-0,25} & \text{при } 0,21 < \xi_* < 3,8; & (15) \\ 2 & \text{при } \xi_* > 3,8. & (16) \end{cases}$$

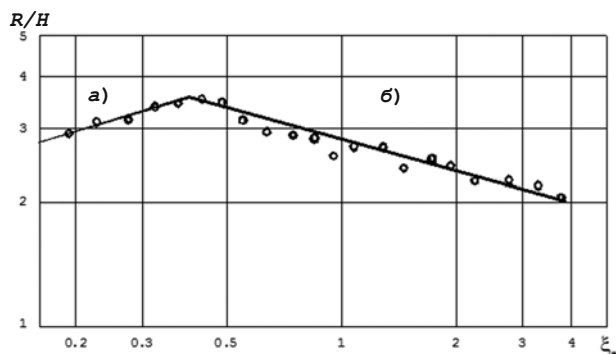


Рис. 5. Результаты осреднения по интервалам данных Синолакиса (а) и данных Холла и Уатса (б)

Напомним, что параметр  $\xi_*$  в формулах (14) – (16) определяется из выражения (9).

Приведем примеры определения высоты наката одиночных волн цунами на откосы при различных режимах.

*Пример 1.* Высота одиночной волны цунами  $H = 15$  м на глубине  $d = 20$  м. Требуется определить высоту наката волны  $R$  на откос с уклоном дна  $\alpha = 5^\circ$ .

Решение. Определяем параметр  $\xi_*$ :

$$\xi_* = \sqrt{\frac{20}{15}} \operatorname{tg} 5^\circ = 1,155 \cdot 0,0875 = 0,10.$$

При  $\xi_* = 0,1 < 0,21$  высоту наката  $R$  от обрушивающейся волны вычисляем по формуле (14):

$$R = 20,4 \cdot 0,10 \cdot 15 = 30,6 \text{ м.}$$

*Пример 2.* Высота одиночной волны цунами  $H = 2,5$  м на глубине  $d = 20$  м. Требуется определить высоту наката волны  $R$  на откос с уклоном дна  $\alpha = 15^\circ$ .

Решение. Определяем параметр  $\xi_*$ :

$$\xi_* = \sqrt{\frac{20}{2,5}} \operatorname{tg} 15^\circ = 2,38 \cdot 0,268 = 0,76.$$

При  $\xi_* = 0,76$ , т.е. находящемся в интервале  $0,21 < \xi_* < 3,8$ , высоту наката  $R$  (без обрушения) вычисляем по формуле (15):

$$R = 2,80 \cdot 0,76 \cdot 0,25 \cdot 2,5 = 2,80 \cdot 0,93 \cdot 2,5 = 6,5 \text{ м.}$$

*Пример 3.* Высота одиночной волны цунами  $H = 3$  м на глубине  $d = 50$  м. Требуется определить высоту наката волны  $R$  на откос с уклоном дна  $\alpha = 50^\circ$ .

Решение. Определяем параметр  $\xi_*$ :

$$\xi_* = \sqrt{\frac{50}{3}} \operatorname{tg} 50^\circ = 4,08 \cdot 1,195 = 4,86.$$

При  $\xi_* = 4,86 > 3,8$  высоту подъема уровня от наката одиночной волны  $R$  вычисляем с учетом полного отражения по формуле (16):

$$R = 2 \cdot 3 = 6 \text{ м.}$$

### Список литературы

1. *Wiegel R. L.* Oceanographical engineering. — Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs. N. Y., 1964.
2. *Hall G. V., Watts G. M.* Laboratory investigation of the vertical rise of impermeable slopes. — U. S. Army Corps of Eng., Beach Erosion Board, 1953. Tech. Mem. № 53.
3. *Kaplan K.* Generalized laboratory study of tsunami run-up. U. S. Army Corps of Eng., Beach Erosion Board, 1955. Tech. Mem. № 60.
4. *Kishi T., Sacki H.* The sloating, breaking and run-up of the solitary wave on impermeable rough slope. Proc. 10-th Coastal Eng. Conf., ISCE, 1966. V. 1. P. 332 – 348.
5. *Langsholt M.* Experimental study of wave run-up. Univ. of Oslo. Cand. Real Thesis. 1981.
6. *Gjevik B., Pedersen G.* Run-up of long waves on an inclined plane. — Univ. of Oslo. Inst. of Math., 1981. Preprint. Series JSB № 82 – 553 – 0453 – 3.
7. *Вольцингер Н. Е., Клеванный К. А., Пелиновский Е. Н.* Длинноволновая динамика прибрежной зоны. – Л.: Гидрометиздат, 1989.
8. *Synolakis C. E.* The run-up of solitary waves. — G. Fluid Mech., 1987. V. 185. P. 523 – 545.



## О новой редакции СНиП 2.02.02-85 “Основания гидротехнических сооружений”

Беллендир Е. Н., Глаговский В. Б., Гольдин А. Л., доктора техн. наук,  
Прокопович В. С., Смирнов Ю. Г., кандидаты техн. наук,  
Векшина Т. Ю., инженер (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”)

В 2010 г. Министерством регионального развития принят в качестве нового нормативного документа по проектированию, строительству и эксплуатации гидротехнических сооружений для оснований всех типов обновленный СНиП 2.02.02-85 “Основания гидротехнических сооружений”, который в отличие от старой редакции аналогичного норматива актуализирован с федеральными законами Российской Федерации [1 – 5], новыми правилами выпуска российских нормативных документов [6 – 8], а также гармонизирован с новым СНиП 33-01-2003 “Гидротехнические сооружения. Основные положения”, рядом новых нормативных документов, находящихся в производстве, и рядом зарубежных норм.

В отличие от имеющегося до 2010 г. СНиП 2.02.02-85 в новой его редакции появился ряд новых положений и разделов. Так, наряду с детерминистическими методами расчета прочности оснований и устойчивости гидротехнических сооружений предложено использовать вероятностные методы оценки их надежности и отказов. Вероятностный подход соответствует принятым с введением СНиП 33-01-2003 допускаемым значениям вероятности возникновения аварий на напорных гидротехнических сооружениях I – III классов, принятых в п. 5.3.9 указанного СНиПа.

Вопросы, связанные с обеспечением надежности оснований гидротехнических сооружений, относятся к числу важнейших проблем, выдвинутых непрерывно увеличивающимся объемом гидроэнергетического и водохозяйственного строительства в нашей стране и возрастающими требованиями к его качеству.

Анализ надежности является одним из основных этапов проектирования ГТС и их оснований и должен основываться на строго определенных понятиях современной теории надежности. При этом следует иметь в виду, что до настоящего времени расчеты оснований ГТС на надежность в нормативных документах понимались как традиционные (детерминистические) расчеты прочности и устойчивости в рамках методологии предельных состояний.

Под надежностью следует понимать способность основания выполнять заданные функции в течение заданного срока службы и при соблюдении заданных эксплуатационных правил. Одним из основных понятий теории надежности является отказ

– событие, заключающееся в нарушении работоспособности основания. Отказ трактуется как случайное событие, и за один из основных показателей надежности основания принимается вероятность его безотказной работы в течение расчетного срока службы. Применительно к основаниям ГТС такая постановка задачи объясняется существенной неполнотой и разбросом исходной информации о параметрах нагрузок и воздействий, показателей свойств материалов и грунтов, параметрах исходного состояния; условностью расчетных схем и моделей; погрешностью средств диагностики и многими другими случайными и неопределенными факторами.

При оценке вероятности отказа системы “сооружение – основание” следует оценивать вероятность выполнения условия

$$R_k - F_k > 0.$$

При этом обобщенная сила предельного сопротивления  $R_k$  и обобщенное силовое воздействие  $F_k$ , соответствующие  $k$ -му сочетанию нагрузок, рассматриваются как величины, имеющие случайный характер. Полученная вероятность отказа сравнивается с нормативным уровнем отказа (потерей устойчивости и т.д.).

Новая редакция нормативного документа в большей мере ориентирует пользователей на использование в расчетах оснований нелинейных моделей грунтовых материалов и современных вычислительных программ для ЭВМ.

При сложных инженерно-геологических условиях, конструктивных особенностях подземной части сооружения или нетипичных нагрузках, когда схема разрушения неочевидна, инженерные методы расчета устойчивости могут дать недостаточно точные результаты. В таких случаях для получения более надежных и точных результатов оценка устойчивости сооружений должна производиться на основе анализа результатов расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) системы “сооружение ? основание”.

Разработанные за последние десятилетия вычислительные комплексы, реализующие метод конечных элементов, позволяют анализировать НДС системы “сооружение – основание” при любой конструкции фундамента с использованием различных

математических моделей материалов, учитывающих деформационные и прочностные свойства грунта основания, а также процессы консолидации и ползучести. В сложных случаях такой анализ может подсказать проектировщику наиболее опасную схему потери устойчивости (механизм разрушения) системы. В практике проектирования оснований гидротехнических сооружений для анализа НДС с успехом используются такие программы, как “ДИСК-Геомеханика” (разработка ВНИИГа), “Plaxis”, “ANSYS”, “ABAQUS” и др.

В новой редакции СНиП 2.02.02-85 кроме традиционных методов для расчетов устойчивости сооружений I класса рекомендуется метод численного моделирования разрушения основания. Напряженно-деформированное состояние системы “сооружение – основание” при таком моделировании предлагается определять по нелинейным моделям грунта, дающим статически допустимые (удовлетворяющие условиям прочности и уравнениям равновесия) поля напряжений. Параметры нелинейных моделей грунта рекомендуется назначать по нормативным значениям деформационных и расчетным значениям прочностных характеристик грунтов основания.

Для численного моделирования разрушения при расчете НДС системы пропорционально увеличивают действующие на сооружение нагрузки. Другой способ перевода системы в предельное состояние (реализованный в программе “Plaxis”) заключается в пропорциональном снижении значений тангенса угла внутреннего трения и сцепления грунтов. Момент достижения предельного состояния при таких расчетах определяют по моменту резкого роста расчетных смещений или отсутствию сходимости итерационного процесса. Достигнутый в предельном состоянии коэффициент перегрузки (или коэффициент снижения прочности) принимается в качестве коэффициента устойчивости  $k_s$ , который представляет собой отношение расчетных значений обобщенных сил предельного сопротивления и обобщенных сдвигающих сил.

Такой подход является естественным обобщением инженерных методов расчета устойчивости, рекомендуемых в других разделах документа, и согласуется с регламентированным критерием обеспечения устойчивости (несущей способности) системы “сооружение ? основание” и склонов.

В общие положения включен пункт о необходимости предусматривать при проектировании оснований инженерные мероприятия по охране окружающей среды, при этом проект обустройства основания должен предусматривать разработку комплекса природоохранных мероприятий при строительстве и эксплуатации сооружений.

В новом СНиПе появились дополнительные главы – о контроле качества подготовки оснований и о наблюдениях за поведением оснований в процессе эксплуатации сооружений. В главе о контроле качества подготовки оснований отдельно рассмотрены вопросы о контроле качества как скальных, так и нескальных оснований, а также о контроле строительного водопонижения и работ по закреплению оснований. В этой же главе речь идет и о контроле за установкой КИА, предусмотренной в проекте сооружения.

В главе о наблюдениях за поведением оснований в процессе эксплуатации сооружения кроме раздела о целях и задачах наблюдений имеется раздел об используемой в процессе эксплуатации контрольно-измерительной аппаратуры, а также раздел о режиме и методах наблюдений за поведением оснований в процессе эксплуатации.

Изменениям подверглась и часть приложений СНиПа. Так, приложение о классификации массивов грунтов дополнилось новыми таблицами – классификация скальных массивов по характеру сложения, классификация по степени однородности, классификация грунтов по льдистости и классификация мерзлых грунтов по степени цементации льдом.

Второе приложение старого СНиПа, которое в основном касалось статистической обработки результатов измерений при проведении испытаний грунтов в срезных и трехосных приборах, соответствующее ГОСТ 20522-96 “Методы статистической обработки результатов испытаний”, заменено в новом СНиПе на приложение Б.

Поскольку проектирование оснований и прогноз изменения их состояния в процессе эксплуатации гидротехнических сооружений следует выполнять на основе инженерно-геологических и расчетных геомеханических моделей (схем), в новом СНиПе изложены основные принципы инженерно-геологической и расчетной схематизации оснований.

Новшеством являются также указания по определению нормативных и расчетных значений характеристик грунтов для оценки состояния гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации и при дополнительных изысканиях для целей ремонта, реконструкции и эксплуатации. Они должны устанавливаться по специальной программе, при этом методы испытаний и исследований должны назначаться с учетом методов предшествующих испытаний и исследований.

Впервые указано, что при испытаниях крупнообломочных грунтов допускается применение моделирования гранулометрических составов и методов, включающих получение экспериментальных зависимостей характеристик прочностных и де-

формационных свойств испытуемого грунта от параметров плотности сложения и гранулометрического состава. Даны краткие методические рекомендации по выбору допустимых диапазонов контрольных значений грунтовых параметров при проектировании искусственных оснований.

Исходя из современных потребностей проектирования, существенно расширен перечень необходимых параметров грунтов. В него впервые включены параметры теплопроводности, теплоемкости и сжимаемости талого и мерзлого грунта, а также давление предуплотнения  $p'_c$ . Описан метод определения  $p'_c$ , а также представлены усовершенствованные методики других видов испытаний. Введен также коэффициент переуплотнения грунта OCR (Overburde Consolidation Ratio), который принят в американских (ASTM) и британских (BS) нормах.

В число необходимых впервые вошли характеристики свойств грунтов под действием динамических нагрузок: динамический модуль сдвига  $G^d$ , модуль объемного сжатия  $K^d$ , коэффициент демпфирования  $D^d$ . Поскольку раньше в отечественной нормативной базе отсутствовали указания по составу динамических характеристик и методам определения их расчетных значений, этим проблемам уделено значительное внимание как в основном тексте СНиПа, так и в приложении Б. В частности, дано определение динамических воздействий, перечислены их основные виды и параметры.

Динамические параметры прочности грунтов являются интегральными характеристиками, одновременно зависящими как от параметров внешних воздействий, так и от физико-механических свойств грунтов. Метод определения параметров прочности при динамических воздействиях – расчетно-экспериментальный, с использованием последовательных приближений. Прочность грунтов при динамических воздействиях рекомендуется определять на основе гипотезы о возможности линейного независимого суммирования результатов

внешних воздействий (накопления повреждений) Палмгрена-Майнера. Динамические характеристики прочности следует определять по результатам испытаний, проведенных по специальной программе, в долях от статической прочности; при этом они должны устанавливаться для каждого вида воздействий индивидуально.

Исключено приложение, касающееся оснований портовых сооружений.

В целом новая редакция СНиП 2.02.02-85 “Основания гидротехнических сооружений” отвечает современным требованиям по проектированию, строительству и эксплуатации надежных гидротехнических сооружений – как на скальных, так и на нескальных основаниях.

### Список литературы

1. Федеральный закон “О техническом регулировании” от 27.12.2002 № 184-ФЗ.
2. Водный кодекс Российской Федерации от 03.06.2006 № 74-ФЗ.
3. Федеральный закон “О безопасности гидротехнических сооружений” от 21.07.1997 № 117-ФЗ.
4. Федеральный закон “О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера” от 21.12.1994 № 68.
5. Федеральный закон РФ “Об охране окружающей среды” от 10.01.2002 № 7-ФЗ (ред. От 05.02.2007 г.).
6. Постановление Правительства РФ “Об утверждении Положения о декларировании гидротехнических сооружений” от 06.10.1998 № 1303.
7. ГОСТ Р 1.0-2004. Стандартизация в Российской Федерации. Основные положения.
8. ГОСТ Р 1.5-2004. Стандартизация в Российской Федерации. Правила построения, изложения, оформления и обозначения.
9. ГОСТ Р 1.12-2004. Стандартизация в Российской Федерации. Термины и определения.