

Министерство образования Российской Федерации
РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Е.Ю. Ключиков

ИНЖЕНЕРНАЯ ОКЕАНОЛОГИЯ

*Рекомендовано Министерством образования Российской Федерации
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по специальностям: «Океанология».*



Санкт-Петербург
1999

УДК 551.46(075.8)

Е.Ю. Клюйков. Инженерная океанология. Учебное пособие. СПб.:
Изд. РГГМУ, 1999. – 294 с.

Рецензенты:

доцент кафедры полярной океанологии Государственной морской академии им. С.
О. Макарова, В.А. Шматков;

зав. лабораторией ВНИИГ, заслуженный энергетик России, член Международной
ассоциации по гидравлическим исследованиям М.В. Печенкин;

ведущий научный сотрудник ВНИИГ, заслуженный строитель России, В.Е. Ляпин;
кафедра экологических основ природопользования Инженерно-Строительного фа-
культета СПб ГТУ.

Излагаются сведения, необходимые для студентов, специализирующихся по
океанологическим дисциплинам, имеющим прикладную направленность.

Рассматриваются вопросы, требующие океанологического обеспечения при
гидротехническом строительстве и другой деятельности в море и на морском побе-
режье, а также основные положения теорий волн, используемых при инженерных
расчетах. Излагаются методы расчета параметров ветровых волн в мелководной
зоне, взаимодействие ветровых волн с гидротехническими сооружениями, находя-
щимися в море и на побережье.

Предназначено для студентов-океанологов старших курсов.

The manual "Engineering oceanography" by Ye. Yu. Kluiikov contains information
necessary for the students specializing in applied oceanographic disciplines.

Considers problems demanding oceanographical support for hydraulic construction
and other activities at sea and on sea coast. Principal statements of wave theory used for
engineering calculations are also considered. The techniques for calculating parameters of
wind waves in shallow water zone, interaction of wind waves with the hydraulic
structures at sea and sea coast are given.

The manual is intended for senior oceanography students.

ISBN 5-86813-005-7

© Е.Ю. Клюйков, 1999

© Российский государственный

Российский государственный гидрометеорологический университет, 1999

гидрометеорологический

институт

БИБЛИОТЕКА

№136, СПб, Малоохтинский пр., 98

Уч. к. 1409

ПРЕДИСЛОВИЕ

Решение задач инженерной океанологии сопряжено с большими трудностями из-за сложности процессов, протекающих в океане, и относительно малого количества натуральных наблюдений в прибрежной зоне. Поэтому проведение различных экспериментов и организация экспедиций под эгидой отдельной страны или совместно рядом государств имеет большое значение не только для получения ценной информации, но и в прикладном значении для решения многих задач.

Для успешного решения вопросов инженерной океанологии, необходимо иметь представление о характере и специфике задач, связанных с той или иной отраслью хозяйственной деятельности, быть компетентным в запросах потребителя, уметь приспособлять обслуживание к его требованиям, уметь использовать как расчетные методы и лабораторные эксперименты, так и натурные наблюдения.

Разделы курса "Инженерная океанология", относящиеся к прикладным океанологическим исследованиям и имеющим инженерную направленность включают в себя изучение вопросов, связанных с формированием ветрового волнения в прибрежной части морей и океанов и его взаимодействие с гидротехническими сооружениями различной конструкции и назначения. В данном курсе рассматриваются также методы расчета нагрузок на пришвартованные суда и плавучие сооружения.

Продолжением этого курса и его дополняющим предполагается учебное пособие по дисциплине "Прикладная океанология", в которой будут предложены к рассмотрению темы, отражающие прикладные аспекты инженерной океанологии и, в частности вопросы, связанные с проблемой цунами, цунамирайонирования и воздействия цунами на берега и гидротехнические сооружения, определение экстремальных значений уровня моря, воздействие льда на гидротехнические сооружения и расчет грузоподъемности ледяного покрова, динамика берегов и вдольбереговой перенос наносов и использование энергии океана. По все разделам "Инженерной океанологии" и "Прикладной океанологии" студентам предлагаются к выполнению практические работы.

Основное внимание в данном курсе обращено на те разделы инженерной океанологии, которые являются наиболее актуальными в настоящее время, а методы их решения прошли апробацию, приобрели законченный вид и изложены в соответствующих руководствах, наставле-

ниях и других нормативных документах. Курс “Инженерная океанология” отражает вопросы, имеющие прикладной характер океанологических исследований и предназначена для студентов, специализирующихся в области гидрометеорологических изысканий при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений и гидрометеорологическом обеспечении хозяйственной деятельности в море и на морском побережье. “Инженерная океанология” преподается на старших курсах, после изучения основополагающих дисциплин: “Океанология”, “Физика океана” и “Динамика океана”, рассматривающих физические и динамические процессы, происходящие в океане.

При наличии большого количества специальных изданий по изучаемым вопросам, в большинстве своем, не связанных между собой, но в той или иной степени затрагивающих рассматриваемые проблемы, в списке литературы приведено ограниченное количество источников, в которых с наибольшей полнотой освещены вопросы инженерной океанологии.

Курс “Инженерная океанология” в основном основывается на работах отечественных исследователей. Из работ, в которых обобщены и наиболее полно представлены теории волн, применяемые в инженерной океанологии, и на основе которых проводится расчет волновых нагрузок на гидротехнические сооружения в данном пособии используются результаты работ, полученные под руководством Ю. М. Крылова. Теория расчета взаимодействия ветровых волн с сооружениями вертикального профиля, оградительными сооружениями откосного профиля и обтекаемыми преградами, а также методы определения на них нагрузок, приводится в основном по работе, изданной в научно-исследовательском институте гидротехники им. Б. Е. Веденеева под редакцией Д. Д. Лаппо. Теория взаимодействия волн со сквозными сооружениями изложена в учебнике, подготовленном в Московском инженерно-строительном институте И. Ш. Халфиным и используется при рассмотрении соответствующих вопросов в данном учебном пособии. Некоторые вопросы взаимодействия ветровых волн с сооружениями, нашедшие здесь отражение излагаются согласно разработок и методик, приведенных литературе и нормативных документах.

Основой данного учебного пособия являлся конспект лекций, подготовленный В.А. Макаровым, ранее преподававшим этот курс. Автор приносит ему искреннюю признательность. Особую признательность выражаю рецензентам данного учебного пособия, коллегам по кафедре и заведующему кафедры океанологии проф. Ю. П. Доронину, замечания и советы которых позволили значительно улучшить изложение курса.

ВВЕДЕНИЕ

1. Использование океана и его ресурсов

Внимание к океану и исследованиям его, в том числе к океанологическим, обусловлено многими причинами. Прежде всего это объясняется многообразием использования океана и его ресурсов в различных областях хозяйства. К основным отраслям хозяйственной деятельности применительно к океанам и морям можно отнести следующие: разведка и добыча полезных ископаемых, гидротехническое строительство, морской промысел, судоходство, энергетика, здравоохранение и спорт. Освоение и использование ресурсов океана составляет одну из самых актуальных проблем экономически развитых стран.

Океан обладает огромными запасами минеральных ресурсов. По оценкам ученых в 1 км^3 морской воды содержится около 40 млн. т растворенных веществ. Так, например, по некоторым данным в океане находится (в млрд. т): йода – 90, урана – 5, марганца – 3, золота – 0.01. В настоящее время из воды добывается лишь малая часть растворенных в воде веществ. Экономически и технически решена проблема добычи из морской воды поваренной соли, магния, брома, калия, йода и ряда других веществ. Большая часть мировой добычи брома, магния в настоящее время приходится на океан. Разработаны способы получения урана, золота и других ценных металлов.

Большое значение приобретает разведка и добыча полезных ископаемых в виде россыпей минералов, скапливающихся на дне в прибрежной зоне морей, таких, как олово, золото, ртуть. Формирование скоплений этих россыпей происходит под влиянием различных процессов, в том числе и гидродинамических, в первую очередь под воздействием ветрового волнения и течений. Поэтому исследование динамики вод в прибрежной зоне моря имеет большое значение при решении поисковых задач.

Недалеко то время, когда начнется интенсивная эксплуатация полезных ископаемых на примыкающем к шельфу матери-

ковом склоне и в зоне открытого океана. В частности, уже начата добыча железо-марганцевых конкреций на отдельных участках дна океана. С каждым годом возрастает добыча нефти и газа в морях и шельфовых районах океана. В настоящее время третья часть всей добычи нефти приходится на морские месторождения (Каспийское, Красное, Средиземное, Северное, Баренцево моря, море Бофорта и др.). Разведка новых месторождений, строительство и эксплуатация сооружений для добычи их в морских условиях невозможна без учета воздействия водной среды, без использования при инженерных расчетах океанологической информации. Наглядным примером океанологического обеспечения такого вида работ являлись исследования, выполненные в процессе эксплуатации промысла "Нефтяные камни" в Каспийском море. В результате этих исследований были разработаны конструкции сооружений для добычи нефти и изучено влияние океанологических факторов на гидротехнические сооружения свайного типа. Все мероприятия по разведке и добыче полезных ископаемых на морских акваториях требуют подробных сведений о гидрологическом режиме бассейнов и учета его влияния на сооружения и устройства, используемые при этом. Немаловажную роль при этом играют и работы по предотвращению загрязнений в районе добычи полезных ископаемых и особенно по охране морских вод на нефтепромыслах.

Необходимость исследования влияния гидрологического режима в прибрежной части морей и океанов возникает также при конструировании, строительстве и эксплуатации портовых и других гидротехнических сооружений, предназначенных для защиты побережья и прибрежных акваторий от воздействия ветрового волнения, штормовых нагонов и цунами. К наиболее характерным морским гидротехническим сооружениям относятся морские и рыбные порты и портовые сооружения (судоподъемные, сухие доки, эллинги, слипы), молы и волноломы различной конструкции, а также сооружения для укрепления берегов. Они будут экономичнее при строительстве и его эксплуатации, когда знания состояния водной среды правильно применены и дают достоверную картину распределения и изменчивости термогидродинамических характеристик региона.

Совсем новым направлением освоения побережий океанов и морей являются начатые работы по созданию искусственных территорий на водных пространствах морских заливов. О масштабности этих работ дают представление проекты создаваемых к 2000 г. площадей искусственных территорий в 150 тыс. га (с 1945 по 1985 г. было выполнено подобных работ на площади всего 5.6 тыс. га). Заметные успехи в развитии строительства в прибрежной зоне океана имеются в Голландии. Так, например, в соответствии с принятой концепцией о "строительстве в соответствии с природой", учитывающей взаимодействие атмосферы, моря и суши, планируется возвращение материку территории Южной Голландии, поглощенной морем в XV-XVII вв. и строительство на ней новых городов и населенных пунктов [2]. Основой инженерного решения этой проблемы является отказ от жестких оградительных сооружений и создание песчаных отмелей, обеспечивающих гидродинамическое равновесие отвоеванной у моря территории с учетом воздействия ветра и волн.

Имеются также проекты строительства различных сооружений в прибрежной зоне, осуществление которых намечается в XXI в. (например, японские проекты города на акватории Токийской бухты, расположенного на платформах, установленных на мощных сваях). Отдельные части таких платформ уже проходят испытания в естественных условиях моря. Разумная деятельность в этом направлении может обеспечить восстановление гармонии деятельности человека с природой.

Океан обладает огромными запасами механической и тепловой энергии, а сложная энергетическая и экологическая ситуации способствуют к более активному проведению работ по использованию этих нетрадиционных источников энергии. Для решения подобных задач необходимы сведения о распределении различных видов энергии на морских акваториях, а также о взаимодействии водной среды и сооружений, предназначенных для получения этой энергии в океане. И для нашей страны, которая располагает значительными ресурсами приливной энергии, эта проблема может стать актуальной, тем более, что уже создана модель экологически чистой приливной электростанции.

По оценкам ученых, при использовании рассматриваемых в настоящее время створов возможного строительства приливных электростанций на побережьях океанов (их более 130), они могли бы дать около 2 триллионов кВт·ч в год и мощность, близкую к 800 млн кВт. Расчеты показывают, что приливные электростанции, вместе взятые, могли бы за год давать столько же энергии, сколько можно получить из 1 млрд. баррелей нефти. Хотя некоторые существующие станции носят экспериментальный характер, они достаточно убедительно демонстрируют экономическую рентабельность используемых технологий. Если будут обеспечены необходимые капиталовложения и решены экологические проблемы, связанные со строительством приливных электростанций и станций для получения электроэнергии из других источников в океане, у ряда стран появится благоприятная возможность использовать энергию приливов, течений, волнения и др.

Океан имеет важное значение в народном хозяйстве и в транспортном отношении. Себестоимость морских перевозок на 40–50 % ниже железнодорожных и примерно в 20 раз меньше автомобильных. Морским путем перевозится большая часть грузов и пассажиров. На долю морского транспорта приходится около 80 % всего мирового грузооборота. Это требует постройки новых портов и реконструкции старых, способных принимать суда с большей осадкой. Возрастает тоннаж судов, их число, и как следствие этого, требуется выход портов на большие глубины. Экономичность морских перевозок может существенно возрасти за счет повышения надежности прогноза гидрометеорологических условий. В первую очередь это относится к сокращению времени плавания, что можно осуществить не только путем улучшения ходовых качеств судов, но и на основе выбора наиболее выгодных путей следования с учетом гидрометеорологических условий плавания. Для этой цели необходимы исследования поведения судов в различных погодных условиях и разработка методов определения потерь скорости и сноса судов в зависимости от гидрометеорологических факторов.

Решение прикладных океанологических задач связано в определенной степени и с проведением водоохраных мероприятий

на морских акваториях. К таким задачам относятся расчет изменения концентрации загрязняющих веществ в водной среде в результате их распространения, рассеивания под воздействием гидродинамических факторов (течения, волнение, плотностная стратификация и т.д.). Знание гидрологического режима бассейна необходимо и для выбора оптимального варианта сброса сточных вод и промышленных отходов, разработки на основе исследований процессов в море специальных руководств и нормативов на сброс загрязнений, а также на свалку грунта, землечерпательные и дноуглубительные работы.

Таким образом, освоение океана, использование его ресурсов, хозяйственная деятельность на побережье, сопровождаемая усилением антропогенного воздействия на водную среду, неразрывно связаны с проведением определенных инженерных мероприятий, требующих гидрометеорологического обеспечения, предусматривающего получение необходимой информации о физических процессах в океане и решения океанологических задач прикладного характера. Для этого, прежде всего, требуется понимание процессов, происходящих в прибрежной зоне морей и океанов, физических и динамических свойств характеристик, оказывающих влияние на хозяйственную деятельность в этих районах. Все это можно получить при изучении соответствующих разделов физики и динамики океана, региональной океанологии, моделирования океанологических процессов в море, динамической и синоптической метеорологии, взаимодействия океана и атмосферы.

2. Исследования при решении прикладных задач инженерной океанологии

Прикладные океанологические задачи носят комплексный характер. При их решении учитываются состояние водной и воздушной сред, взаимодействие и взаимообусловленность различных гидрометеорологических параметров (например, взаимодействие ветрового волнения и течения, практически всегда присутствующих в реальных условиях), оценивается их влияние на исследуемый объект, а затем разрабатываются методы расчета или

прогноза того или иного явления. Удовлетворение запросов строителей морских гидротехнических сооружений осуществляется путем предоставления им гидрометеорологической информации, полученной либо в результате планомерного изучения режима прибрежной зоны морей подразделениями гидрометеослужбы или другими родственными организациями без прикладной целенаправленности, либо путем проведения специальных исследований, выполняемых в основном изыскательскими отделами ведомственных институтов и лабораторий (МорНИИПроект, ГидроПроект, Портгострой и др.).

Перед проведением инженерных изысканий необходимо подробное изучение региональных особенностей гидрологического режима в районе хозяйственной деятельности. В результате выполнения этих работ предоставляется комплексная характеристика гидрологических процессов, протекающих в данном районе моря, их взаимодействие, изменчивость отдельных элементов, оказывающих наибольшее влияние на хозяйственные объекты (например, на строящиеся сооружения), а также возможные последствия изменений гидрологических условий в связи с хозяйственной деятельностью в прибрежной зоне.

Так, например, океанологические исследования при портостроении выполняются исходя из требований, предъявляемых к порту. Эти требования можно разделить на три вида: судоходные, эксплуатационные и строительные. Судоходные требования предусматривают безопасность плавания в районе порта, удобство подходов к нему, укрытие от ветров и волн на портовой акватории, защиту от наносов, обеспечение удобной стоянкой на якорю, на швартовых бочках и у причалов, достаточную акваторию для маневрирования судов. Эксплуатационные требования относятся к рациональному районированию порта и оптимальной компоновки отдельных его частей. Строительные – предусматривают выбор оптимальных типов и конструктивных размеров сооружений, обеспечивающих достаточную их устойчивость, прочность и долговечность. В связи с этим необходимо решить следующие задачи:

– определить динамическое воздействие волнения, льда и течений на оградительные сооружения, на суда на рейде и у причалов;

– выбрать на этой основе оптимальное расположение молов и волноломов, а также достаточно надежный и экономичный тип их конструкции;

– установить достаточные глубины на акватории порта и оптимальные высотные отметки причальных стенок и других береговых сооружений;

– исследовать заносимость акватории порта и подходных каналов, размыва дна и берегов, а также перемещение наносов;

– исследовать загрязнение вод на акватории порта и в прилегающих районах бассейна в связи со строительством сооружений;

– рассмотреть вопросы коррозии металлических конструкций и действия древоточцев в случае применения деревянных свай или других элементов сооружения.

К настоящему времени разработано большое число методов расчета влияния гидрометеорологических условий на различные типы гидротехнических сооружений и морские суда, основанные как на накопленном натурном материале, так и на последних достижениях теоретических исследований, в частности гидромеханической, спектральной и статистической теории волн. В то же время наиболее слабым местом в теории расчета взаимодействия ветровых волн с гидротехническими сооружениями является применяемая в инженерной океанологии исходная теория волнового движения жидкости в реальных условиях. Вследствие этого и методы расчета нагрузок от волн на гидротехнические сооружения в основном созданы на детерминистических представлениях о волнах, хотя в некоторых случаях (например, для стационарных массивных и малоподвижных сквозных сооружений) такой подход и оправдывает себя в смысле упрощения самих методов и значительного сокращения вычислительных операций.

При ограниченном количестве необходимых для потребителя данных наблюдений или полном их отсутствии приходится решать многие задачи экспериментально, либо в природных (натурных) или в лабораторных условиях, либо методом математического моделирования.

В практике решения портостроительных задач натурные наблюдения обычно проводятся при выполнении портовых технических изысканий, целью которых является получение сведений о

топографии местности, рельефе дна, геологическом характере района, морфологических процессах, гидрологических и метеорологических особенностях региона, о режиме наносов, о наличии строительных материалов и т.п. В состав портовых изысканий кроме гидрографических и геологических работ входят гидрологические исследования, включающие в себя наблюдения за уровнем моря, течениями, волнением, ледовым режимом, наносами и биологические наблюдения для выявления особенностей флоры и фауны акватории и возможного изменения гидрологических и биологических условий в связи со строительством, а также метеорологические наблюдения (при отсутствии в районе изысканий гидрометеорологической станции).

Лабораторные исследования гидротехнических задач получили широкое распространение. На моделях изучается заносимость фарватеров и портовых акваторий, влияние на режим морского побережья тех или иных портовых сооружений, обосновывается выбор расположения внешних оградительных сооружений, исследуется взаимодействие между волнением и различными типами сооружений, процессы динамики берегов, переноса наносов и многие другие вопросы, связанные с проектированием и строительством. Следует отметить, что в преобладающем большинстве лабораторных исследований специально упрощаются волновые условия и моделируются регулярные волны (например, изучается воздействие на сооружение регулярных волн). При этом нельзя забывать, что регулярные свободные волны в значительной степени отличаются от нерегулярных вынужденных волн, преобладающих в естественных условиях.

При лабораторных экспериментах используются гидравлическое и электроаналоговое моделирование. В первом случае строится определенного типа или вида лоток или часть бассейна исследуемой акватории. При этом должны быть обеспечены условия, точно воспроизводящие в определенном масштабе реальные плановые и вертикальные характеристики рельефа дна, береговой черты и сооружений. Электроаналоговое моделирование задач океанологии требует создания соответствующих электрических схем. При математическом моделировании требуемый результат обычно получают теоретическим путем с использованием

известных законов физики и математики. Нередко при моделировании приходится производить большой объем вычислений, который невозможен без применения современных ЭВМ.

Прикладные задачи океанологии иногда требуют решения и перспективных задач. Например, правильное планирование расстановки флота на судоходной трассе требует знания региональных гидрометеорологических условий, т.е. хорошие знания региональной океанологии. Для решения этих задач существует масса различного вида справочников, описаний, таблиц, номограмм, атласов, карт и т.п. Наиболее известны и широко распространены атласы океанов, таблицы приливов, приливных течений, атласы льдов.

При проектировании вновь строящихся и реконструкции существующих гидротехнических сооружений используются Строительные нормы и правила (СНиП), прошедшие государственную апробацию и получившие государственный стандарт (публикуются в отдельных изданиях). Для проектировщиков и строителей они являются обязательными для исполнения документом. К сожалению, для многих морских задач, в частности для задач инженерной океанологии, такие нормы еще не разработаны.

Обеспечение гидрометеорологическими данными, нормами и справочными пособиями для нужд народного хозяйства возложено на государственные и ведомственные комитеты по охране и мониторингу природной среды. Государственный океанографический институт (ГОИН) разработал систему гидрологического обеспечения запросов отраслей хозяйства, сводящуюся к решению трех основных задач:

– сделать доступными для практики все ранее накопленные гидрометеорологические сведения;

– разработать единую методику проведения гидрологических изысканий, обеспечивающую при минимальных затратах получение надежных материалов;

– разработать методы расчета основных гидрометеорологических параметров (ветер, волнение, течения, уровень, лед), позволяющие во многих случаях обойтись без постановки натуральных экспериментов или свести последние к минимуму.

В качестве методических руководств, пособий и рекомендаций при проведении наблюдений и расчетов при инженерных изысканиях ГОИН и другие ведомственные учреждения подготовили ряд нормативных документов и руководств для оказания помощи изыскателям в выборе наиболее рациональных методов получения требуемой гидрометеорологической информации. Кроме того, эти документы изданы с целью введения единообразия в методику гидрометеорологических исследований и расчетов, выполняемых для обеспечения проектирования и строительства гидротехнических сооружений и других работ, выполняемых в прибрежной зоне.

Глава 1

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ПРИБРЕЖНОЙ ЗОНЫ И ОТКРЫТОГО МОРЯ

1.1. Гидротехнические сооружения и гидрологический режим района их строительства

Гидротехническое строительство на побережье морей и океанов и в их прибрежной зоне ведется давно и в широких масштабах как у нас в стране, так и за рубежом. Это связано с интенсивным освоением прибрежной и шельфовой зон и развитием таких отраслей хозяйства, как добыча полезных ископаемых, транспорт, морской промысел, использование нетрадиционных источников энергии (например, приливные и тепловые электростанции), строительство курортных учреждений и зон отдыха. Для успешной деятельности этих отраслей требуется возведение тех или иных гидротехнических сооружений (различного вида платформы, портовые сооружения, комплексы электростанций, берегоукрепительные, пляжеудерживающие, транспортные и др.).

В настоящее время в мире насчитывается более 4000 стационарных платформ и более 800 подвижных установок, предназна-

ченных для бурения. Морские гидротехнические сооружения обычно возводятся на глубинах, не превышающих 100 м (портовые сооружения). В последнее время некоторые их типы строятся и на больших глубинах (основания буровых вышек, подводные трубопроводы и т.п.). В связи с этим наибольший интерес представляет гидрологический режим в относительно узкой прибрежной полосе моря, которая ранее практически не являлась, за редким исключением, объектом океанологических исследований. Изучение гидродинамических процессов в этой зоне выполнялось не регулярно и проводилось главным образом инженерами-гидротехниками при строительстве портов и других сооружений на берегу, в прибрежной зоне и открытом море.

Практически на акватории каждого порта есть разнообразные гидротехнические сооружения: волноломы, молы, причалы, берегозащитные укрепления. При проектировании, строительстве и эксплуатации морских гидротехнических сооружений возникает ряд задач, для решения которых необходим учет воздействия внешней среды и взаимодействия сооружений с ней. К таким задачам относятся: выбор конструктивных форм и габаритов сооружений, их рационального расположения, расчет прочности и устойчивости конструкций, определение их эксплуатационных качеств и оценка возможных последствий строительства и эксплуатации сооружений.

Наибольшая часть прикладных океанологических задач инженерного профиля связана со строительством портов. Накопленный при этом практический опыт и методические разработки являются основой для решения подобных задач и в других областях морского гидротехнического строительства.

Один из основных элементов гидрологического режима, изучение которого необходимо в районе строительства, – ветровое волнение. Параметры волнения (высота и длина волны) определяются в районе строительства в зависимости от скорости ветра, продолжительности его действия и длины разгона с учетом трансформации, рефракции и дифракции волн в прибрежной зоне моря. Искусственные сооружения, являясь препятствием на пути распространения волн, не только изменяют их направление, но и оказывают влияние на характер волнения, вызывая отражение

волн, их деформацию, разрушение и прочее. В свою очередь и волны оказывают на гидротехнические сооружения, как и на любое препятствие, воздействия, такие, как волновое давление, размыв их основания и др. Элементы свайных конструкций, представляющие собой цилиндрические стержни малого, по сравнению с длиной набегающей на них волны, диаметра, вносят малос искажение в волновое движение, поэтому оценка гидродинамических сил, воздействующих на такие конструкции, связана с исследованием кинематической структуры прогрессивной волны. В общем случае характер взаимодействия волнения с сооружением зависит от конструкции и расположения последнего, а также от глубины места и параметров волнения.

Важным фактором, определяющим характер, степень и место воздействия волн и льда на сооружение, а в результате и на выбор их конструкции и компоновки, является уровень моря. Сведения об уровне, необходимые для морского гидротехнического строительства, должны характеризовать не только средний и преобладающий его режимы, но и распределение уровня моря во времени и его экстремальные значения.

Процессы переформирования берегов тесно связаны с перемещением наносов в прибрежной зоне моря, что приводит к необходимости изучения морских прибрежных течений, которые в отдельных районах могут также приводить к заметной нагрузке на подводную часть сооружения. Картину течений необходимо знать и при решении вопроса о заносимости акватории портов, подходных каналов, ковшей водозаборов, особенно в районе песчано-илистых морских отложений. Течения, обладающие большой скоростью, например приливо-отливные, способны перемещать огромные массы илистых и песчаных составляющих грунта, вызывая интенсивную заносимость дна и каналов.

Знание характера течений, их направления и скорости необходимо также при выборе места свалки грунта, при проведении дноуглубительных работ на морских каналах и портовых акваториях, а также при проектировании системы портовой и городской канализаций, сточных вод промышленных предприятий и т.п. В последнем случае расположение выпусков загрязнений должно быть согласовано с динамикой вод в прибрежном районе с целью

предотвращения загрязнения акватории порта, прибрежных вод и городских пляжей, т.е. немаловажное значение приобретает в этом случае изучение экологических последствий подобного вида работ. Кроме того, течения являются важным фактором, определяющим давление льда на сооружения от навала ледяных полей и удара отдельных льдин. При проектировании входа в порт или в ковш водозабора необходимо учитывать направление течения во избежание образования заторов льда и забивки акватории льдом.

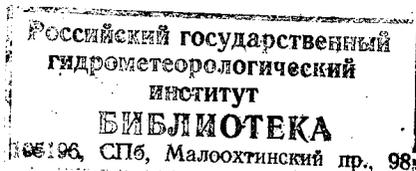
Не менее важное значение приобретает исследование инженерно-геологических свойств морских отложений в районе возведения сооружений и прогноз на этой основе разрушения и перформирования берегов, а также изменение гидрогеологического режима в результате строительства.

Для проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений в умеренных и высоких широтах необходима информация о ледовых условиях акватории. При определении ледовых нагрузок на сооружения требуется знание прочностных характеристик льда, а при проведении грузовых операций на ледяном покрове – его грузоподъемность.

Кроме того, одна из самых серьезных проблем, которые приходится решать при морском гидротехническом строительстве, – это защита их от агрессивного воздействия морской среды, неодинакового по высоте сооружения. Для определения его максимального влияния необходимо знать метеорологические условия в данном районе, иметь сведения о поведении уровня моря, характеристиках волнения и течения, а также о качественном составе вод.

Таким образом, знание гидрогеологических условий в районе строительства гидротехнических сооружений, а также распределение и изменчивость отдельных элементов гидрологического режима является неременным требованием при проектировании, возведении и эксплуатации морских гидротехнических сооружений.

С учетом рассмотренных выше особенностей морских гидротехнических сооружений и гидрологического режима района их строительства основные этапы их проектирования сводятся к следующему [11]:



У.К.1109

- выяснение назначения сооружения;
- оценка условий окружающей среды и изучение особенностей гидрометеорологических процессов и характеристика места установки сооружения;
- технико-экономическое обоснование проекта, в процессе которого основное внимание должно быть уделено выбору способа и места установки сооружения в районе его эксплуатации;
- оценка материальных затрат и различных затруднений, возникающих при строительстве сооружения, определение требований к его основанию и выбор окончательного конструктивного решения;
- установление размеров принятой конструкции сооружения и его отдельных элементов, обеспечивающих восприятие заданных эксплуатационных нагрузок и воздействий окружающей среды;
- окончательная оценка способности запроектированного сооружения выдерживать нагрузки, в том числе и от воздействия гидрометеорологических условий, которые возникают в процессе его строительства и эксплуатации;
- оценка экологических последствий строительства и длительной эксплуатации сооружений, связанных с изменением гидрологических условий в районе строительства и возможных нарушений в равновесии флоры и фауны прилегающих районов.

1.2. Классификация морских гидротехнических сооружений

Морские гидротехнические сооружения можно разделить на два основных типа: 1) сооружения в прибрежной части моря или расположенные непосредственно на берегу (различного вида портовые и оградительные сооружения); 2) сооружения открытого моря, строящиеся в основном на шельфе (буровые установки, платформы для разведки и добычи полезных ископаемых). К ним также относятся искусственные острова, строительство которых начато совсем недавно, например, у берегов Японии, плавучие сооружения различного назначения, навигационные установки,

морские каналы и крупные транспортные сооружения для преодоления водных преград (мосты, тоннели и др.).

К наиболее распространенным относятся сооружения на свайных основаниях, применяемые при разведке и добыче нефти, газа и других полезных ископаемых, и сооружения в виде сплошной вертикальной или откосной стенок, используемые при строительстве портов и различного типа оградительных дамб.

Выбор места строительства сооружений, предназначенных для разведки и добычи полезных ископаемых, определяется только расположением месторождений на дне моря. В этом случае задачей проектирования является определение конструкции и габаритов сооружения, обеспечивающих минимальные гидродинамические нагрузки, его безопасную установку и эксплуатацию в любых погодных условиях. При выборе местоположения, типа и конструкции портовых и оградительных сооружений кроме гидродинамических учитываются и такие факторы, как рельеф местности, благоприятствующий защите акватории от штормовых волн, возможные условия заносимости дна моря, привязка строящегося порта к транспортной системе региона, промышленным и другим хозяйственным объектам.

В зависимости от эксплуатационных требований и сроков службы морские гидротехнические сооружения делятся на постоянные, предназначенные для длительной эксплуатации, и временные, используемые обычно в процессе строительства или ремонта постоянных сооружений.

По капитальности все постоянные гидротехнические сооружения делятся на четыре класса (с 1 по 4), а временные относятся к 5-му классу. Класс капитальности сооружений устанавливается по СНиП [32] в зависимости от их хозяйственного значения и с учетом последствий аварий или нарушения режима их эксплуатации. В соответствии с нормативными документами для каждого класса капитальности сооружения определяются состав и объем изысканий и проектных работ, устанавливается коэффициент запаса при расчете прочности и устойчивости конструкций.

1.3. Устройство портов и портовых сооружений

Современный порт, крупное транспортное предприятие, представляет собой сложный комплекс различных сооружений и устройств, необходимых для его нормального функционирования: быстрого и рационального выполнения погрузочно-разгрузочных работ с передачей грузов с морских путей сообщения на сухопутные или внутренние водные пути и обратно; выполнение пассажирских перевозок; безопасная стоянка, комплексное обслуживание и ремонт судов транспортного флота [41]. В порту для успешного выполнения всех функций необходимо иметь комплекс определенных сооружений и устройств ("портовые воды", оградительные сооружения, причальный фронт, территория и оборудование порта).

Порты классифицируются по различным признакам: по району плавания обслуживаемых ими судов; по основному назначению; по географическому расположению; по мощности; по хозяйственному и экономическому значению.

По району плавания обслуживаемых судов порты делятся на **морские**, обслуживающие морское судоходство, и **речные**, обслуживающие суда, работающие на внутренних водных путях. При делении портов по назначению наиболее многочисленную группу составляют **транспортные (торговые)** порты, которые могут быть *общего назначения* (обрабатываются суда, перевозящие различные грузы), и *специализированные*. По географическому расположению порты можно разделить на **береговые**, **устьевые**, **островные**, **внутренние** и **порты в лиманах и лагунах**. В зависимости от хозяйственного значения, определяемого мощностью, размером и структурой грузооборота, порты делятся на *категории*. Речные порты подразделяются на четыре категории. Морские порты в зависимости от количества перерабатываемого за год груза делятся на три основные категории. Наиболее крупные морские порты относятся к **внекатегорийным**.

Порты находятся под постоянным воздействием природных условий, определяющих естественный режим морских побережий и устьев рек. К природным условиям относятся: топографические

и гидрографические, характеризующие формы очертания береговой полосы и рельеф прибрежных участков дна и суши; метеорологические и гидрологические, характеризующие явления и процессы, происходящие в атмосфере (ветровой режим, туманы, осадки, температура и влажность воздуха) и в водной среде (колебания уровня, волнение, ледовые явления и течения); геологические, гидрогеологические и геоморфологические, характеризующие свойства грунтов дна и береговой черты, уровень и режим движения грунтовых вод, перемещение наносов и переформирование берегов; гидрофизические, гидрохимические и гидробиологические, характеризующие химический состав и физические свойства морской воды.

План порта – взаимное расположение всех его компонентов – составляется с учетом рельефа местности, метеорологических, гидрологических и других местных условий. Важное значение при этом имеет выбор расположения оградительных сооружений, защищающих акваторию порта от воздействия волн, льда и наносов. Основными техническими характеристиками порта являются длина причальной линии, глубина у причалов и отметка портовой территории, т. е. возвышение ее над уровнем моря. Глубина у причалов отсчитывается от наименьшего судоходного уровня и лимитируется расчетной осадкой судов и запасом глубины под их килем. Отметка портовой территории выбирается с учетом ее затопляемости при высоких подъемах уровня.

Все многообразие портовых сооружений может быть представлено в виде двух групп: береговые здания и сооружения и гидротехнические, непосредственно связанные с акваторией порта и подверженные в процессе эксплуатации постоянному воздействию водной среды (рис. 1.1) [41].

Различные по назначению, конструкциям и форме

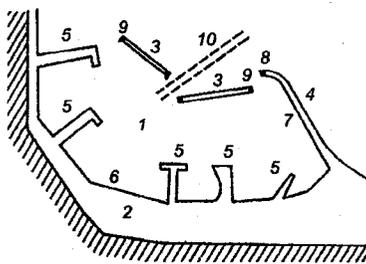


Рис. 1.1. Схема порта.

- 1 – акватория порта; 2 – территория порта; 3 – волнолом; 4 – мол;
- 5 – пирс; 6 – набережная; 7 – бассейн;
- 8 – малк; 9 – портовые огни;
- 10 – подходной канал.

портовые гидротехнические сооружения возводятся с целью обеспечения: навигационной безопасности при судоходстве на водных путях, подходах к портам и внутри их акваторий; защиты акватории и сооружений порта от действия волнения, льда, течений и заносимости; безопасной стоянки судов при выполнении погрузочно-разгрузочных операций, ремонта и отстоя; возможности осуществления различного вида работ и обслуживания пассажиров; подъема и спуска судов при ремонте и их строительстве; защиты берегов от разрушения под действием факторов естественного режима и деятельности человека.

По назначению портовые гидротехнические сооружения делятся на:

- **оградительные**, защищающие порт от волнения, течений, донных наносов и дрейфующего льда;

- **причальные**, предназначенные для погрузочно-разгрузочных операций;

- **морские берегоукрепительные**, защищающие берега порта и прилегающих к акватории побережий от разрушений при воздействии волн, льда и течений;

- **специфические** (слипы, эллинги, доки и др.), необходимые для ремонтных работ;

- **морские судоходные каналы** – искусственные пути, по которым суда соответствующих размеров переходят из одного бассейна в другой, подходят к портам или морским рейдам;

- **предназначенные для обеспечения безопасности судоходства** на подходе к морским портам и в пределах их акваторий.

Внешние оградительные сооружения порта и все сооружения портового комплекса, а также берегоукрепительные сооружения, подвергаясь воздействию гидродинамических факторов, в свою очередь оказывают влияние на последние, вызывая деформацию и разрушение волн, изменение характера течений. Характер взаимодействия динамических процессов с сооружениями зависит не только от их планового расположения на акватории порта или в прибрежной зоне, но и от их типа, размеров и конструктивных форм.

1.4. Оградительные портовые сооружения

За основные признаки при классификации оградительных сооружений принимаются: форма расположения в плане, форма поперечного сечения, используемый строительный материал, способ обеспечения устойчивости, характер воздействия на волнение, принцип работы, конструктивные особенности, возможности изменения местоположения.

Выбор типа оградительных сооружений и их размещение зависят от местоположения порта и производится с учетом сведений не только о гидрологическом режиме прилегающей акватории, но и о геологическом строении берега и морского дна в прибрежной зоне, о перепаде глубин и очертаний берегов. В условиях интенсивного перемещения наносов должна быть предусмотрена защита акватории порта не только от волнения, но и от заносимости.

Оградительные морские гидротехнические сооружения, испытывающие воздействие ветровых волн, течений и льда, по форме поперечного сечения могут быть (рис. 1.2):

– вертикального профиля в виде стенки, возводимой из каменной кладки, бетонных или железобетонных массивов, расположенной непосредственно на дне или на искусственном основании из каменной наброски;

– откосного профиля (с гладкой поверхностью или пористые, но непроницаемые для волн), возводимые из рваного камня, бетонных массивов или наброски из камней, бетонных блоков;

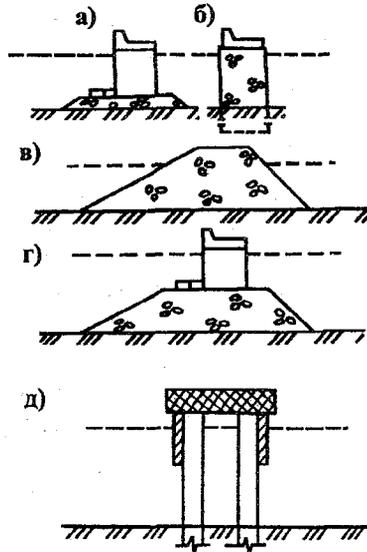


Рис. 1.2. Типы оградительных сооружений:

а – вертикальные; б – вертикальные на свайном основании; в – откосные; г – смешанного типа; д – сквозного типа.

– **смешанного профиля**, когда нижняя часть сооружения является откосной, а верхняя – вертикальной стенкой;

– **сквозного типа** – сооружения на колоннах с двумя вертикальными экранами.

По расположению в плане оградительные сооружения подразделяются на **молы** и **волноломы**. Молы одним концом примыкают к берегу и могут быть использованы как причалы и для размещения на них погрузочно-разгрузочных устройств. Волноломы же со всех сторон окружены водой. Волнозащитные сооружения могут состоять из одного или нескольких молов, волноломов или их сочетания. Между сооружениями располагаются ворота порта – свободный проход для судов. При строительстве оградительных сооружений и выборе расположения ворот должно соблюдаться удобство прохода через них судов в любую погоду и минимальное проникновение волн на акваторию порта. Размещение оградительных сооружений предусматривает создание портовой акватории, удобной для стоянки и маневрирования необходимого числа судов, форма и размеры которой обеспечивали бы затухание волн, проникающих через ворота порта.

По расположению оградительные сооружения можно подразделить на **внешние** и **внутренние**. Внешние сооружения предназначены для защиты порта от волнения, течений, наносов, дрейфующего льда, а также для защиты подходных каналов от заносимости. От волнения обычно защищают молы и волноломы, а от течений, наносов и льда – оградительные дамбы. Они же применяются и от затопления. Внутренние сооружения располагаются на акватории порта и делят ее на несколько частей. Они препятствуют образованию волн на самой акватории порта, ограждают бассейны специального назначения, например нефтегавани.

По способу обеспечения устойчивости оградительные сооружения вертикального профиля делятся на два типа (см. рис. 1.2 а, б): **гравитационные**, находящиеся на дне под действием силы тяжести, и **свайные** (защемление грунта сваями у основания).

По характеру воздействия на волновой режим оградительные сооружения могут быть: **волноотражающими**, когда вся энергия волны (в случае вертикальной стенки) или ее некоторая часть

(для сквозных сооружений) отражается от сооружения в обратном направлении; **волногасящими**, обеспечивающими полное гашение энергии волны (откосные сооружения) (рис. 1.2 в); **комбинированными**, когда часть энергии волн отражается, а остальная – гасится (рис. 1.2 г). Следует отметить, что в случае полного или частичного отражения набегающих волн у сооружений вертикального профиля может сформироваться стоячая волна, что обуславливает необходимость увеличения высоты всего сооружения. Волны, набегающие на откосные сооружения, в основном гасятся, и поэтому отражение волны практически отсутствует. Характерной особенностью сооружений на сваях или сквозных сооружений (рис. 1.2 д) является то, что они способны в определенной степени отражать имеющимися у них волногасящими или волноотражающими экранами энергию подходящих волн и одновременно служить причалом.

По принципу работы оградительные сооружения можно подразделить на **пассивные**, т. е. не изменяющие параметры исходной волны: волна, подходящая к сооружению, отражается от его передней грани или разрушается непосредственно на сооружении, и **активные**, которые воздействуют на подходящую волну, изменяя ее характеристики (пневматические и гидравлические волногасители).

В зависимости от конструктивных особенностей оградительные сооружения представляют собой **преграды сплошного по высоте типа** и **преграды сквозного типа**, когда основная конструкция (волноотражающая или волногасящая) располагается только в зоне наиболее интенсивного волнового воздействия.

В зависимости от используемого материала оградительные сооружения могут быть **каменные**, **бетонные** или **железобетонные**, **металлические** или **композитные**, элементы которых изготавливаются из различных материалов.

И последнее, в зависимости от возможности изменения местоположения оградительные сооружения могут быть **стационарными** и **плавучими**.

Таким образом, выбор той или иной схемы расположения оградительных сооружений, таких, как одиночные, парные, сходящиеся молы, параллельные берегу волноломы и различные ком-

бинации молов и волноломов, определяется местными гидрометеорологическими, морфологическими и геологическими условиями: рельефом дна, очертанием берега, режимом ветрового волнения, колебаниями уровня, динамикой берегов и движением наносов.

При строительстве портов в устьях рек, в лагунах или каналах, соединяющих их с морем, в большинстве случаев отпадает необходимость в волнозащитных сооружениях. Лишь в некоторых случаях устье канала или реки защищается параллельными парными молами.

Порт, расположенный в бухте, берега которой частично защищают прибрежную акваторию от ветра и волн, обычно ограждается одним молом. В портах на открытом берегу чаще всего сооружают парные параллельные или сходящиеся молы, учитывая возможность заносимости портовой акватории и оптимальную ее защиту от ветрового волнения.

При строительстве портов на приглубых скалистых побережьях опасность обмеления входа в порт в большинстве случаев отсутствует. Благодаря высокому берегу прибрежная зона защищена от береговых ветров. При этом отсутствует сгон поверхностных вод и, как следствие этого, подтягивание наносов к берегу компенсационным придонным течением. Внешние оградительные сооружения в условиях скалистого берега должны обеспечивать удобный подход со стороны моря и достаточное укрытие от волнения. В этом случае основные материальные затраты расходуются на сооружение порта, создание насыпных территорий, строительство оградительных сооружений на больших глубинах. Однако расходы на поддержание необходимых глубин на акваториях такого типа портов незначительны или вовсе отсутствуют.

При строительстве портов на пологих песчаных побережьях в условиях интенсивного перемещения наносов под влиянием волнения и прибрежных течений и, как следствие этого, деформации берегов и изменения глубин, местоположение порта, его расположение в плане, тип и форму внешних оградительных сооружений и подходов каналов необходимо выбирать на основании проведенных исследований так, чтобы наряду с созданием волнозащитных условий сохранилась наименьшая заносимость акватории

порта. Это обеспечивается путем строительства сходящихся молов и парных параллельных волноломов, расположенных параллельно берегу, а также применением механического дноуглубления.

Парные параллельные молы сооружаются обычно в устьях рек на побережье с сильными приливами и своим расположением способствуют промыву акватории, сжимая струю отливного течения. Однако параллельные молы, задерживая наносы, движущиеся вдоль берега, вызывает нарастание отмели на судоходном пути. Кроме того, узость прохода между молами создает неудобные условия как для судоходства, так и для дноуглубительных работ.

По сравнению с параллельными сходящиеся молы лучше защищают акваторию порта от волнения. При соответствующем подборе формы головных частей сооружений они могут предотвращать и заносимость при незначительных вдольбереговых перемещениях наносов. К тому же сходящиеся молы создают большие удобства и для судоходства. Однако в большинстве случаев для поддержания необходимых глубин на подходе со стороны моря и на рейде требуется проведение более или менее значительных дноуглубительных работ.

Для того чтобы защита от волнения прибрежной акватории не способствовала ее заносимости, при наличии вдольберегового перемещения наносов сооружают волноломы, располагая их параллельно берегу. При таком расположении сооружений и благоприятных направлениях ветров не нарушается вдольбереговое движение наносов. Однако волноломы, расположенные параллельно берегу, могут способствовать аккумуляции взвешенных наносов в районе волновой тени за сооружением, где наблюдается ослабление волнения и течения. Это приводит к необходимости проведения дноуглубительных работ, хотя в этом случае работы проводятся на защищенном от волнения пространстве и не мешают судоходству.

С целью использования волноломов как причалов и для производства погрузочных работ их соединяют с берегом сквозным сооружением мостового типа на опорах, не препятствующим движению наносов.

На больших глубинах, где волнение не достигает дна, более устойчивым и экономичным из-за меньшего объема используемого

материала является сооружение типа вертикальной стенки. Сооружение выполняется из тщательно подогнанных друг к другу блоков, минимальный вес которых определяется в зависимости от высоты расчетной волны [41]. Откосная форма сооружений из каменной наброски обычно применяется на малых глубинах. Строительство таких сооружений требует большего объема материалов, чем для вертикальной стенки, построенной на той же глубине, однако оно дешевле, так как не требует особой обработки его составных элементов. С целью увеличения угла откоса сооружения, экономии материала, сцепляемости отдельных блоков сооружения и объема работ при строительстве используются массивы (фасонные блоки) специально подобранной формы: тетраподы, гексалеги, тетраэдры, экмоны, трибары и др., обеспечивающие большее их сцепление. Впереди сооружения вертикального и откосного профилей на дне или на искусственном поднятии дна (подошве сооружения) выкладывается площадка – берма – с целью уменьшения перекатывания волн через верх волнолома. От глубины над бермой, так же как и от ее ширины, зависят в отдельных случаях характеристики волнения около сооружения.

Применение плавучих волноломов, состоящих из волногасящих плавучих элементов, якорных связей и якорей, обусловлено прежде всего мобильностью подобных сооружений, позволяющей без значительных капитальных затрат создавать временные гавани, а также возможность использовать их в тех случаях, когда применение сооружений других типов оказывается нецелесообразным по экологическим или экономическим соображениям.

Пневматические волноломы (волногасители), принцип действия которых основан на гашении волны пузырьками воздуха, выходящими под давлением из перфорированных труб, уложенных на дне (рис. 1.3), применяются для защиты входа в порт или на ограниченных по размерам акваториях. Одним из главных волногасящих факторов пневматических волноломов является направленное против движения волн поверхностное течение воды, которое образуется при его работе. Наибольшая эффективность пневматических волноломов достигается при их использовании для гашения коротких и крутых волн, высотой не более 4 м, и при его установке на глубину $3 \div 4$ высот волн и не менее $1/3$ их длины.

На отмелем побережье голову сооружения следует располагать за линией прибоя и лучше за зоной первого обрушения волны, чтобы избежать влияния вдольберегового потока наносов. Форма оградительных сооружений должна быть криволинейной или выпуклой ломаной линией, чтобы избежать образования вихревых зон и размыв грунта в основании. Часто разрушение вертикальных стенок происходит из-за подмыва основания и опрокидывания сооружения в этом случае в сторону моря или от вымывания грунта за стенкой всплесками волн, что вызывает опрокидывание стенки в сторону берега.

Таким образом, выбор конструктивных форм и габаритов всех элементов портовых оградительных сооружений, испытывающих воздействие водной среды, определяется требованием наилучшего обеспечения судоходства (удобный вход в порт, удобные подходы к причалам, маневрирование судов) при наименьших затратах на строительство и эксплуатацию сооружений и должен производиться на основе знания внешних условий в районе строительства. От конструктивных особенностей сооружений и их планового расположения зависит формирование динамического режима вод в районе порта и, как следствие этого, силовое воздействие водной среды на их элементы. Поэтому исследования динамики вод вблизи сооружения с учетом их взаимодействия в условиях мелководной прибрежной зоны являются одной из главных прикладных океанологических задач по обеспечению гидротехнического строительства.

1.5. Берегозащитные сооружения

Основной причиной разрушения берегов является дефицит вдольберегового потока наносов, образующийся из-за сокращения твердого стока рек вследствие хозяйственной деятельности: изъятие пляжевого материала для строительных целей, строительство на побережье выступающих в море гидротехнических сооружений, нарушающих естественный режим движения наносов.

Берегозащитные сооружения одни – из наиболее распространенных морских гидротехнических сооружений, предназна-

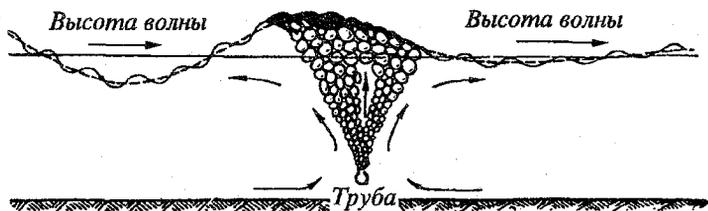


Рис. 1.3. Схема действия пневматического волногасителя.

Примерно тот же принцип лежит и в основе гидравлического волнолома (волногасителя), но его волногасящим фактором является мощное встречное волне поверхностное течение воды, подаваемой из труб, расположенных на поверхности. При взаимодействии с этим течением резко увеличивается крутизна волны вплоть до критической с последующим ее обрушением. Гидравлические волноломы используются для временной защиты морской акватории при производстве гидротехнических работ, а также для защиты акватории глубокого водоема (до 15 м) при коротких (30 ÷ 35 м) и крутых волн высотой до 3 ÷ 4 м.

В связи с интенсивным ростом тоннажа и размеров судов оградительные и причальные сооружения типа вертикальной стенки возводятся в современных портах на глубине до 20 м и более. При проектировании таких сооружений возникает необходимость в точном определении волновых нагрузок. Неправильный учет силового воздействия волн на сооружения может привести либо к их аварии, либо к излишне большим затратам при строительстве.

Расположение оградительных сооружений должно обеспечивать защиту акватории порта от волнения, наносов, льда и течений и должно, кроме того, выбираться из условий наименьших вредных последствий для смежных с портом берегов. Сооружения достаточно дорогие, и стоимость их увеличивается с увеличением глубины места их строительства. Поэтому необходимо стремиться к сокращению их протяженности, расположению на небольших глубинах с использованием рифов, банок и отмелей, но голову сооружения целесообразно выносить на глубины, соответствующие глубине порта, чтобы не строить внешний подходной канал.

ченных для предохранения берегов от разрушения волнением, течениями и льдом, а также для создания пляжей путем аккумуляции наносов [1]. Берегозащитные сооружения возводятся как в пределах акватории порта, так и на открытых морских побережьях, а также в местах сопряжения основных портовых сооружений, для защиты от размыва незастроенных участков береговой линии, прибрежной полосы с населенными пунктами и промышленными объектами. Кроме того, сооружения этого типа возводятся для защиты от размыва существующего или вновь создаваемого пляжа, для предотвращения или ослабления развития оползневых процессов берегового склона, когда подмыв берега может вывести земляной массив из равновесного состояния.

При строительстве берегозащитных укреплений используются **пассивный** и **активный** методы защиты берегов от разрушения. Все типы берегозащитных сооружений можно подразделить на **поперечные**, расположенные нормально к береговой черте (буны), и **продольные** (волноломы и сооружения пассивного метода защиты берегов).

Сооружения, основанные на пассивном методе защиты, наиболее часто применяющиеся в портах, непосредственно защищают береговой откос от воздействия волнения, течений и льда. К этому виду сооружений относятся берегоукрепительные стенки и сооружения откосного, полукоткосного и ступенчатого типов (рис. 1.4).

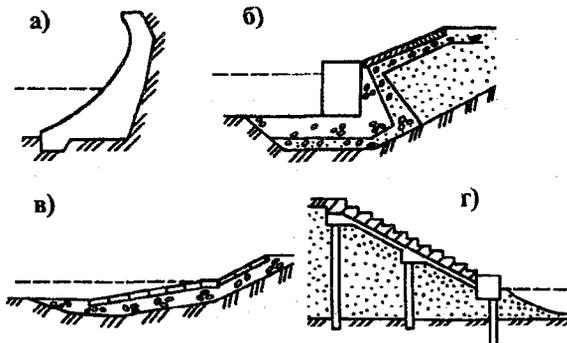


Рис. 1.4. Берегоукрепительные сооружения.

а – берегоукрепительная стенка с бетонным покрытием;
б – полукоткосного типа; в – откосного типа; г – ступенчатого типа.

При активном методе, используемом для защиты открытых морских побережий, возводятся сооружения, которые значительно



Рис. 1.5. Схема подводного волнолома [32].

1 - волнолом; 2 - дно до постройки волнолома; 3 - наносы.

гасят энергию волн при подходе к берегу. К ним относятся сооружения в виде подводных (рис. 1.5) или иногда незатопленных волноломов и буны. Для защиты открытых морских побережий в отдельных случаях применяются берегозащитные

сооружения комбинированного типа, т.е. в них совмещаются пассивный и активный методы защиты.

Берегоукрепительные стенки (рис. 1.4 а) применяются при наличии крутого берегового откоса и плотных грунтов в основании. Наиболее часто разрушение стенок происходит из-за подмыва основания и опрокидывания ее в сторону моря, либо от вымывания грунта за стенкой всплесками волн и последующего ее разрушения. При криволинейной грани стенки значительно уменьшается опасность подмыва основания, а всплески волн отбрасываются в сторону моря, что способствует гашению энергии волн на подходе к сооружению. Как показали исследования, чем полнее очертание передней грани, тем слабее разрушающее действие волн и в этом случае возрастает объем работ при их строительстве и увеличивается стоимость сооружения.

Сооружения полуоткосного типа (рис. 1.4 б) сооружаются в тех случаях, когда они одновременно могут использоваться и как мелководные причалы. Сооружения откосного типа (рис. 1.4 в) применяются при пологом профиле берегового откоса и должны иметь надежное покрытие по всей высоте наката волн во избежание начала разрушения при волнении у верхней не укрепленной части сооружения. При строительстве сооружений ступенчатого типа (рис. 1.4 г) благодаря такому виду поверхности откоса достигается уменьшение высоты накатывания волн; в связи с этим возможно уменьшение ширины укрепляемой полосы побережья.

Волноломы (незатопленные), как тип сооружений активной защиты берегов, возводятся в основном в тех случаях, когда требуется полная защита берегового откоса от воздействия волнения,

т.е. на участках с недостаточным поступлением наносов, или целесообразно искусственное образование пляжа.

Распространенным видом берегозащитных сооружений являются подводные волноломы (рис. 1.5), использование которых исключает образование отраженных волн и, как следствие этого, сводит к минимуму их размывающее действие. Кроме того, сооружения подобного типа способствуют накоплению наносов в заволновом пространстве, что весьма важно, поскольку наличие естественного или искусственно образованного пляжа является лучшим способом защиты берега от разрушения. В связи с этим при строительстве подводных волноломов не ставится задача, чтобы волнолом обеспечивал полное гашение энергии волн. Для предотвращения образования вдольбереговых течений и нежелательного перемещения наносов подводный волнолом соединяется с берегом траверсами, расстояние между которыми зависит от местных условий (обычно в среднем 250-300 м). На участках берега с жестким штормовым режимом возводятся берегозащитные укрепления комбинированного типа в виде волнолома и откосной стенки или двух-трех волноломов.

На основании данных проведенных исследований [41], а также опыта использования подводных волноломов как берегозащитных укреплений было выяснено, что:

- при приближении волнолома к берегу улучшается наносоудерживающий эффект сооружения, но при этом степень гашения волн ухудшается;

- интенсивность пляжнакопления в этом случае зависит от многих факторов, в том числе от глубины перед волноломом и отметки гребня волнолома, поскольку понижение гребня волнолома с целью увеличения поступления наносов может привести к их обратному угону возникающими противотечениями и интенсивному разрушению берега недостаточно погашенными волнами;

- уменьшение крутизны лицевой грани способствует разрушению волны на волноломе без образования отраженных волн, создающих опасность размыва основания перед сооружением.

наносов), препятствуя передвижению вдоль берега наносов, способствуют их накоплению и образованию искусственных пляжей (рис. 1.6). Кроме того, буны сооружаются также для защиты искусственно отсыпанных пляжей при слабом вдольбереговом перемещении наносов. При комплексном берегоукреплении используются буны и берегозащитные стенки, причем сначала возводятся буны. Наиболее часто применяются буны гравитационного типа из обыкновенных массивов или железобетонных понтонов, но используются и буны свайной конструкции или из каменной наброски, имеющие вид дамб.

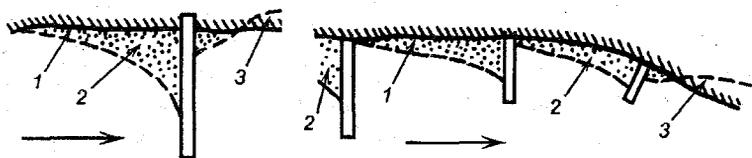


Рис. 1.6. Буны и принципиальная схема их работы [41].
1 – первоначальный урез; 2 – урез намытого берега; 3 – участок размыва.

Одним из способов защиты берегов являются свободные пляжи – искусственно намытые песчаные пляжи, выполняющие роль самостоятельных волногасящих сооружений без бун и волноломов. Свободные пляжи под воздействием волн и вдольбереговых течений, возникающих при штормах и нагонах, теряют часть песка и поэтому требуют постоянного их пополнения, до тех пор пока не наступит динамическое равновесие и объем потерь не станет постоянным. Достоинством свободных пляжей является прежде всего то, что при их использовании не нарушается естественный динамический режим в береговой зоне и они не искажают вид берега.

Тип берегозащитных сооружений должен соответствовать гидрометеорологическим условиям места предполагаемого строительства. Опыт показывает, что очень важно в процессе проектирования предвидеть характер взаимодействия волн с берегозащитным сооружением и учитывать опыт эксплуатации аналогичных сооружений. Неверный учет воздействия отдельных факторов

может привести к разрушению сооружения, и в то же время излишняя осторожность приведет к значительному удорожанию строительства.

1.6. Сооружения открытого моря

Проектирование морских гидротехнических сооружений, расположенных на шельфе моря, связано с конструированием и расчетом морских платформ различного назначения и типов [11]. Их назначение обычно определяет минимальные площадь и вес платформы, которая должна быть установлена в определенном месте. Экономичность конструкции опорного основания определяется в первую очередь способом постановки на место ее эксплуатации, воздействием окружающей среды, а также физико-географическими и геологическими условиями района.

Воздействия окружающей среды, т. е. влияние на прочность конструкции ветра, течения и волн, а также плавающего льда и землетрясений, должно быть изучено заранее. К физико-географическим и геологическим условиям района относятся прежде всего глубина моря и характеристики грунта, причем последние особенно важны для расчета фундамента сооружения.

Глубоководные стационарные платформы классифицируются по типу, виду и форме конструкций, материалу, из которых они изготовлены, и по условиям опирания о дно. По материалу изготовления конструкции подразделяются на металлические, железобетонные и комбинированные. По типу конструкций – на башенные (многоблочные или одноблочные, ферменные или рамные), мачтовые и маятниковые; по виду конструкции – на решетчатые и оболочки; по форме конструкции – на цилиндрические, призматические, пирамидальные, конические, составные и т. д. По условиям опирания о дно – на свайные, гравитационные, свайно-гравитационные и маятниковые.

С учетом особенностей взаимодействия волн с опорными частями сооружений открытого моря их можно классифицировать и по следующим признакам:

- по характеру взаимодействия волн и сооружений – сквозные и сплошные отдельно стоящие преграды;
- по зоне волнения – глубоководные, мелководные и расположенные на средних глубинах;
- по степени податливости – жесткие, линейно податливые (или просто податливые), нелинейно податливые (или гибкие), дискретно податливые (или качающиеся).

Сплошные конструкции ($D/\lambda > 0.2$, где D – характерный поперечный размер элементов опорной части сооружения; λ – длина расчетной волны) непроницаемы по всей площади внешнего контура, а сквозные ($D/\lambda < 0.1$) – выполнены из отдельных элементов относительно небольших поперечных размеров (рис. 1.7). При $0.1 \leq D/\lambda \leq 0.2$ взаимодействие волн с преградами носит промежуточный характер, но для инженерных расчетов эти сооружения (с достаточной для этих целей точностью) можно относить к сквозным.

Устойчивость гравитационных глубоководных стационарных платформ (рис. 1.7 а), устанавливаемых на твердых грунтах, под воздействием внешних нагрузок обеспечивается их собственным весом и весом балласта основания без применения свай. Значительные по размерам ячейки фундаментной части основания создают при балластировке пригрузки, необходимые для обеспечения устойчивости сооружения, и распределяют вес сооружения по достаточно большой площади.

Опоры сквозных сооружений изготавливаются обычно в виде свай и колонн, удаленных друг от друга на расстояния, значительно превышающие их поперечные сечения. Глубоководные стационарные платформы могут иметь основания в виде несущей пространственной сквозной конструкции из металлических трубчатых элементов (ферменные основания). Опоры их оснований крепятся ко дну с помощью металлических трубчатых свай (рис. 1.7 б, в).

Маятниковая (качающаяся) платформа имеет одну вертикальную опору сплошной или сквозной конструкции, которая с помощью универсального шарнира крепится в нижней части к опорной плите, закрепленной на дне моря. Маятниковые плат-

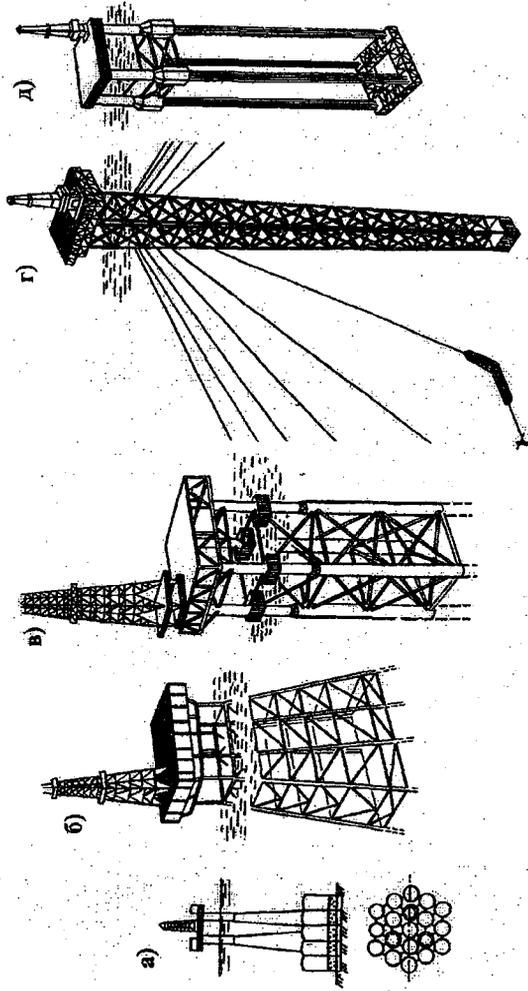


Рис. 1.7. Гидротехнические сооружения на шельфе.
 а — гравитационная железобетонная буровая установка, б — буровая платформа на свайном основании ферменного типа; в — платформа на четырех опорном свайном основании; г — платформа в виде мачты с оттяжками; д — глубоководная платформа с вертикальными нагнутыми тросами.

формы являются наиболее перспективными сооружениями для работы на глубинах 300 ÷ 600 м.

При глубине моря более 300 м вес конструкций традиционных морских гидротехнических сооружений становится слишком большим, поэтому для обеспечения их надежного опирания на грунт целесообразнее применять специальные конструкции, предназначенные для больших глубин: мачты (рис. 1.7 г) и платформы с вертикальными предварительно натянутыми анкерными тросами, закрепленными на дне моря (рис. 1.7 д). Для больших глубин разрабатываются и сооружения, обеспечивающие бурение и эксплуатацию скважин в подводном положении, такие, как платформа с технологическими и жилыми помещениями, расположенными под водой и соединенными с надводной базой. Подобные сооружения целесообразно устанавливать в морях с суровыми климатическими условиями, поскольку, находясь в подводном положении, они практически не испытывают волновых нагрузок и могут эксплуатироваться при любых штормовых условиях [24].

В районах с глубинами до 100 м часто используются подвижные буровые платформы (*подвижные и самоподъемные*), которые в период эксплуатации опираются на дно и воспринимают волновые нагрузки, как стационарные сооружения. Их преимуществом является простота установки на месте эксплуатации.

В основных типах сооружений открытого моря снижение волновых нагрузок обеспечивается за счет применения колонн сравнительно небольшого диаметра или ферм, обладающих меньшим волновым сопротивлением. Они, как правило, относятся к обтекаемым преградам, так как их поперечный размер существенно меньше половины длины волны и они практически не вносят искажений в движущуюся волну.

Расчет гидротехнических сооружений, расположенных в открытой части моря, проводится в несколько стадий – от предварительной, основанной на грубых оценках внешних нагрузок, до окончательной, на которой уточняются размеры сооружения, отвечающие нагрузкам, возникающим в процессе их строительства и эксплуатации. Внешние нагрузки, так же как и реакция на них со стороны сооружения, зависят от размеров отдельных его элементов. При их расчете в первую очередь принимаются во внимание неблагоприятные воздействия внешней среды и эксплуатационные нагрузки.

1.7. Морские судоходные каналы

Морской судоходный канал – это комплекс технических элементов, обеспечивающих возможность безопасного прохода судов через мелководье и участки суши при движении судна по морским путям или на подходах к порту [41]. Морские каналы представляют собой подводные углубления дна с боковыми откосами, за редким исключением, лишенные надводных берегов (рис. 1.8) и находящиеся под воздействием гидродинамических факторов – волнения и течений, формирующихся в районах расположения канала.

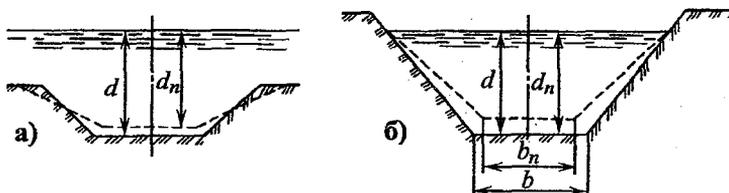


Рис. 1.8. Поперечные профили судоходного канала.

а – канал неполного профиля; б – канал полного профиля;
 d, b – проектные глубина и ширина канала; d_n – навигационная глубина канала; b_n – ширина канала на уровне навигационной глубины.

Необходимость в создании морских судоходных каналов возникает на подходах к портам, расположенных на мелководных участках морей, когда из-за малых естественных глубин расчетное судно не может подойти к порту; при необходимости морским судам проходить в устье реки; когда ставится задача соединения двух морских бассейнов с обеспечением прохода судов через разделяющие эти бассейны участки суши или мелководья.

В соответствии с назначением морские каналы подразделяются на соединительные и подходы [41]. Соединительные каналы связывают отдельные бассейны морей и океанов и обеспечивают судоходство между ними по возможно кратчайшему расстоянию. Подходные каналы служат для обеспечения возможности безопасного подхода судов к портам или отдельным их участкам.

В зависимости от местоположения подходные каналы можно разделить:

- *береговые*, для прохода судов к береговым портам;
- *устьевые*, которые проходят через речные бары и связывают акватории устьевых портов с открытым морем;
- *внутренние*, для прохода судов к внутренним морским портам (имеют, как правило, большую протяженность);
- *лиманные и лагунные*, для прохода судов на акватории портов, расположенных в лиманах или лагунах;
- *обводные*, которые проходят по суше в обход мелководного устья, когда поддержание проходной глубины на баре из-за очень значительной заносимости сопряжено с большими затратами на ремонтное дноуглубление.

При рассмотрении морских судоходных каналов с точки зрения воздействия на них факторов естественного режима (волнение, течение, колебания уровня, заносимость и лед) они подразделяются:

- на *открытые каналы* (рис. 1.8 а), проложенные по мелководным акваториям без надводных берегов или искусственных сооружений (неполного профиля);
- *закрытые каналы* (рис. 1.8 б), проходящие в земляной выемке или насыпи (полного профиля);
- *каналы, защищенные от воздействия волн и поперечных течений* оградительными дамбами, расположенными вдоль канала с одной или обеих сторон.

В зависимости от регулирования уровня воды в соединяемых водоемах каналы подразделяются на *открытые*, непосредственно сообщаемые с морем, и *закрытые*, сообщаемые с морем с помощью специальных сооружений – шлюзов, – регулирующих уровень воды в канале или на отдельных его участках.

В зависимости от режима движения судов морские судоходные каналы могут быть с одно- или двусторонним режимом движения судов. Многие существующие морские каналы являются комбинированными, т. е. состоящими из отдельных участков, относящихся к различным типам.

Основными элементами, характеризующими морские судоходные каналы, являются: трасса канала, определяемая располо-

жением его продольной оси в плане; поперечное сечение, продольный профиль дна и уровень воды. Кроме того, к характерным элементам канала относится также режим его заносимости и сооружения, защищающие канал от заносимости (оградительные дамбы, прорези-ловушки и др.).

Трасса канала определяется двумя элементами: положением оси канала в плане и чередованием прямолинейных и соединяющих их криволинейных участков. Трасса канала должна быть проложена так, чтобы обеспечивался надежный и удобный путь для движения судов, строительство и эксплуатация канала удовлетворяли бы природоохранным требованиям, а приведенные затраты на строительство и эксплуатацию канала были бы минимальными и чтобы обеспечивалась рациональная компоновка порта.

Особое внимание при проектировании морских судоходных каналов уделяется вопросам охраны окружающей среды. Основными из них являются: влияние процесса дноуглубления при строительстве и эксплуатации канала и отвал вынимаемого грунта на природный режим прилегающих участков дна и влияние строительства канала на устойчивость прилегающих участков морских берегов.

Дноуглубительные работы и отвалы грунта, являющегося продуктом дноуглубления, могут оказывать на окружающую среду как отрицательное, так и в некоторых случаях положительное воздействие. Характер этого воздействия определяется видом разрабатываемого грунта, гидрологическим режимом участка прибрежной зоны, временем выполнения и принятой технологией дноуглубительных работ. Механическое разрушение в процессе работы дноуглубительного снаряда чистых грунтов не создает заметного загрязнения прилегающих участков дна и акватории. Происходит только некоторое временное повышение мутности, т. е. увеличивается концентрация взвешенных в воде частиц грунта, которая быстро снижается до фоновой с течением времени и с удалением от места работы дноуглубительного снаряда. При определенных условиях повышение мутности воды при концентрации в ней илистых частиц может способствовать процессу адсорбции находящихся в воде нефтепродуктов и переводу их в осадок, покрываемый впоследствии чистыми наносами [41].

Значительно сложнее обстоит дело с отвалом грунтов дноуглубления. Разрабатываемый при дноуглублении грунт вывозится, как правило, на подводные свалки, место для которых необходимо выбирать прежде всего на больших глубинах, но при этом расстояние до свалки не должно быть значительным (в этом случае увеличивается дальность и соответственно стоимость транспортировки грунта). В последние годы интенсивно ведутся исследования по разработке прогрессивных технологий утилизации грунтов дноуглубления в концентрированные подводные отвалы, оконтуренные подводными дамбами и береговые отвалы. При этом можно максимально приблизить место свалки к объектам дноуглубления.

Весьма важной, но и трудноразрешимой задачей является обеспечение минимума затрат на строительство канала и поддержание его в требуемом эксплуатационном состоянии. Для выбора трассы канала необходимо принимать во внимание, с одной стороны, обеспечение минимального объема выемки и прохождение прорези канала по относительно легким по степени разработки грунтам, а с другой – устойчивость откосов прорези канала и минимальная его заносимость. При этом следует учитывать, что заносимость прорези канала значительно возрастает при слабых илистых грунтах.

При трассировке канала следует также обращать внимание на сопряжение трассы с господствующим направлением течений и вдольбереговым потоком наносов. Кроме того, необходимо обеспечивать не только минимальную заносимость канала, но и минимальное влияние на устойчивость берегов.

Основными расчетными параметрами, характеризующими размеры поперечного сечения канала, являются: отсчетный уровень воды канала, глубина, ширина и форма откоса прорези. Отсчетный уровень воды проектируемого канала выбирается с обеспеченностью от 98 до 99.5 % (допускается, что 0.5 ÷ 2 % времени или в течение 2 ÷ 8 сут в году уровень в канале будет ниже отсчетного). Обеспеченность 99.5 % принимается при малых амплитудах колебаний уровня, а 98 % – при больших.

Различают две глубины канала: навигационную d_n и проектную d . Навигационная глубина обеспечивает безопасность про-

хода расчетного судна в течение всего периода эксплуатации канала, в том числе и в промежутки времени перед проведением ремонтных дноуглубительных работ.

Навигационная глубина определяется по формуле [41]:

$$d_n = (T + \Delta T) + \Sigma z_{0,3}, \quad (1.1)$$

$$\Sigma z_{0,3} = z_1 + z_2 + z_3 + z_0, \quad (1.2)$$

где T – максимальная осадка расчетного судна, м; ΔT – поправка на изменение осадки судна в зависимости от плотности воды (м), изменяется в пределах от 0 при $\rho=1025 \text{ кг/м}^3$ до $0.20T$ при $\rho=1000 \text{ кг/м}^3$; $\Sigma z_{0,3}$ – суммарный навигационный запас; z_1 – максимальный навигационный запас, обеспечивающий управляемость судна (м), выбирается в зависимости от рода грунта в слое толщиной 0.5 м ниже прорези канала и изменяется в пределах от $0.04T$ для илистых грунтов до $0.07T$ для скальных грунтов; z_2 – волновой запас на погружение судна при волнении (м), принимается в пределах от 0.4 до 0.1 высоты волны 3 %-ной обеспеченности; z_3 – скоростной запас, или запас на дифферент судна, при движении на тихой воде, определяется в зависимости от скорости судна (для каналов неполного профиля: при скорости судна 2 узла равен 0.05 м, при скорости судна 12 узлов – 1.0 м; для каналов полного профиля значение z_3 возрастает на 80–100 % и в 2 раза при двустороннем движении на канале); z_0 – запас на крен судна, возникающий от воздействия ветра и гидродинамических сил на повороте (м), определяется в долях от ширины судна (для танкеров $z_0=0.017B$, для сухогрузных и комбинированных судов $0.026B$, для лесовозов $0.044B$, где B – ширина судна, м).

Проектная глубина канала d (м) определяется с учетом заносимости прорези канала [41]:

$$d = d_n + \Delta h, \quad (1.3)$$

где Δh – запас на заносимость (м), выбирается или рассчитывается в зависимости от ожидаемой интенсивности отложения наносов

в канале в период между ремонтными дноуглубительными работами.

Особенности морских каналов как подводных углублений дна определяют их подверженность заносимости: **внутренней** и **внешней** [5]. Внутренняя заносимость канала обуславливается местными перемещениями грунтовых масс его боковых сторон. Она имеет временный характер, не очень влияет на условия судоходства в силу ограниченности своих источников и является следствием процессов формирования боковых откосов канала при обрушении грунтовых масс верхних частей откосов ввиду несоответствия их первоначальных, слишком крутых (обычно почти вертикальных) уклонов углам естественного откоса грунтов канала; размыва откосов канала волнением и течениями, которые наиболее интенсивны в верхних частях откосов, находящихся на меньших глубинах; отложения наносов, более интенсивного в нижних частях боковых откосов канала.

В результате этих процессов боковые откосы канала (при не проведении регулярных ремонтных дноуглубительных работ) с течением времени становятся все более и более пологими. При регулярных ремонтных дноуглубительных работах в процессе эксплуатации канала происходит переформирование его боковых откосов и в результате формируются установившиеся откосы, определяющие в основном внутреннюю заносимость канала.

Внешняя заносимость (или просто заносимость) имеет постоянный характер и практически неисчерпаемый источник в виде всех перемещений взвешенных и донных наносов. Процессы этой заносимости различны по наносам разных видов: взвешенным, придонным (полувзвешенным), донным и передвигающимся качением, донным оплывающим, а также по различным наносодвижущим факторам – волнению, играющему, как показали исследования, главную роль, и течениям.

Взвешенные наносы отлагаются в каналах при волнении или течениях, когда мелкие грунтовые частицы поднимаются со дна прилегающей к каналу мелководной зоны и, образуя взвешенные наносы, насыщают ими массу воды. Затем эти наносы, вследствие перемешивания волнением и перемещения течениями, распространяются в пределы канала. Сечение потока воды над каналом

увеличивается, а скорость течения и высота волн уменьшаются, в связи с чем понижается способность потока воды держать наносы во взвешенном состоянии и часть их, попадающих в пределы канала, оседает на его дно и постепенно накапливается.

Придонные наносы, формирующиеся прибрежными течениями (в основном продольными, но иногда и поперечными или комбинированными), заполняют канал грунтовым материалом, дополняя собой заносимость канала взвешенными наносами. Толщина годового слоя придонных наносов, откладывающихся в канале, пропорциональна глубине канала и резко возрастает с уменьшением естественной глубины зоны расположения канала.

Донные оплывающие наносы опасны лишь для каналов, трассированных в зонах залегания сильно заиленных донных грунтов. Процесс заносимости канала этими наносами состоит в том, что наносы, образуясь в большом количестве на откосах канала и прилежащих к нему площадях морского дна за счет выпадения на дно взвешенных илистых частиц при затухании волнения и обладая при этом жидкостной консистенцией, стекают на дно канала и там постепенно уплотняются.

Таким образом, при определении размеров поперечного сечения судоходного канала и глубины его прорези приходится учитывать два противоречащих одно другому требования. С одной стороны, чем больше размеры канала, тем лучше навигационные условия на канале и в большей степени обеспечивается безопасность судоходства. С другой – при увеличении размеров канала (площади поперечного сечения прорези) возрастают объемы капитального и ремонтного дноуглубления. В связи с этим размеры поперечного сечения канала должны быть минимальными, но обеспечивающими подход расчетных судов к порту.

Глава 2

ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ В ИНЖЕНЕРНЫХ РАСЧЕТАХ

2.1. Основные положения и определения

Прежде чем рассматривать методы определения гидрометеорологических характеристик, в данном случае ветра и волнения (методы определения уровня моря и расчета его экстремальных значений будут рассмотрены в одной из глав второй части учебного пособия), необходимые для решения инженерных задач, способы их получения, остановимся на принятых в инженерной практике положениях и определениях.

Под волнением обычно понимается неустановившееся движение среды, при котором скорость перемещения формы среды отличается от скорости движения частиц самой среды. Если преобладающими силами в формировании волнения являются силы тяжести, волны называются гравитационными. Если такими силами являются силы поверхностного натяжения – волны называются капиллярными.

Ветровые волны в море связаны в первую очередь с воздействием ветра на свободную поверхность. Из-за значительной изменчивости скорости и направления ветра на поверхности моря зарождаются различные системы волн, постоянно взаимодействующие между собой. Поскольку вода обладает вязкостью, в реальных условиях наблюдаются непотенциальные ветровые волны. Однако вязкость воды сравнительно невелика, а учет ее при математическом описании ветровых волн достаточно сложен, поэтому для практических целей используются упрощенные математические модели ветрового волнения, т.е. пренебрегают вязкостью воды (принимается условие потенциальности движения в идеальной, лишенной трения жидкости). Условие потенциальности движения существенно облегчает аналитическое изучение волновых коле-

баний на воде, а экспериментальные данные удовлетворительно подтверждают применимость такой постановки. В то же время процессы, происходящие при волновых движениях, настолько сложны, что, если их совершенно не учитывать, могут возникнуть серьезные ошибки при расчете волновых характеристик.

Классификация гравитационных волн на свободной поверхности в соответствии с силами, вызывающими волновые движения, приведена на рис. 2.1.



Рис. 2.1. Схема классификации гравитационных волн.

В инженерных приложениях рассматриваются все типы волн. Наиболее часто на поверхности морей и океанов наблюдаются ветровые и приливные волны. Они же оказывают и наибольшее воздействие на различные гидротехнические сооружения, на перенос наносов. При строительстве портовых сооружений, для обеспечения судов у причалов и на акватории необходимо

учитывать возможность появления сейш и тягуна. Сейши рассматриваются как волны, потенциально опасные для устьев рек и портовых акваторий, поскольку при их подходе значительно повышается уровень воды.

Ветровые волны подразделяются (см. рис. 2.1) на *развивающиеся, развитые (установившиеся) и затухающие*. В реальных условиях наблюдаются *вынужденные* ветровые волны, находящиеся под действием обтекающего их ветрового потока, и *свободные (волны зыби)*, не испытывающие действие ветра ввиду его прекращения, либо ушедшие из акватории, на которой наблюдался ветер. В природных условиях свободные волны всегда затухающие. Системы ветровых волн на поверхности можно разделить на *регулярные волны*, когда их форма и элементы приблизительно одинаковы на всей рассматриваемой акватории, и *нерегулярные* волны, у которых форма волн и их элементы изменяются случайным образом от волны к волне. В зависимости от того, представляется ли движение воды плоскопараллельным или нет, ветровые волны подразделяются на *двухмерные* и *трехмерные*. При рассмотрении соотношения между длиной волны и глубиной моря (H/λ) волны могут быть *глубоководные* ($H/\lambda \gg 1$) и *мелководные* ($H/\lambda < 0.1$).

В инженерных расчетах рассматриваются как регулярные двухмерные (если средняя длина гребней волн больше или равна длине секции сооружения) установившиеся волны, так и нерегулярные, обычно наблюдаемые в реальных условиях. Кроме того, например, расчет волновых нагрузок проводится в зависимости от конкретных условий (тип волны, глубина моря у сооружения или над его подошвой, тип сооружения): от действия бегущих волн, перемещающихся в направлении действия ветра; от стоячих волн, образующихся в результате сложения направленных бегущих волн и отраженных волн от вертикальной стенки; от разбивающихся, которые образуются при подходе к сооружению бегущих волн при определенном соотношении высоты волны и глубины моря над основанием и которые отличаются динамическим характером воздействия на сооружения, от прибойных волн, образующихся при пологом наклонном дне на глубинах меньше критических.

При расчете параметров волн и оценки их воздействия на сооружение при его эксплуатации в экстремальных условиях, при изучении перемещения наносов и динамики берегов требуется определение основных элементов волн (рис. 2.2) расчетного шторма по волнообразующим факторам. Более подробные сведения об элементах волн и характеристиках волнения приведены, например, в [8, 13, 21, 31 и др.]; они изучаются в курсах “Общая океанология” и “Динамика океана”.

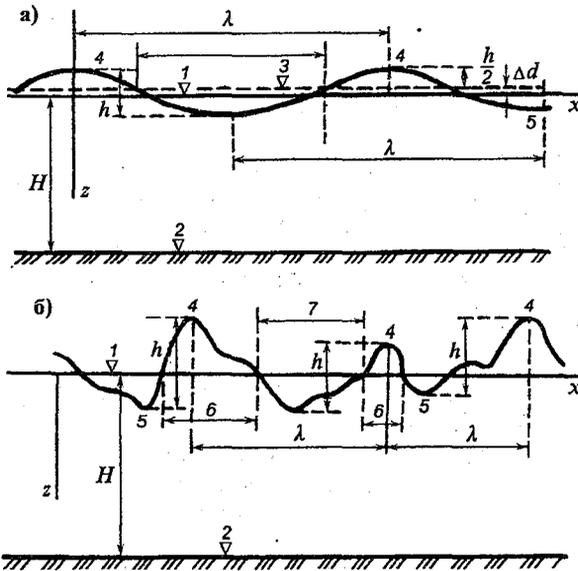


Рис. 2.2. Профили и основные элементы регулярных (а) и нерегулярных (б) бегущих волн [24].

- 1 – расчетный уровень; 2 – дно; 3 – средняя волновая линия;
 4 – вершина волны; 5 – подошва волны; 6 – гребень волны;
 7 – ложбина волн; h – высота волн; λ – длина волн.

Типы акваторий и зоны действия ветровых волн определяются в зависимости от соотношения между характеристиками волнения, глубинами и уклонами дна. В соответствии с влиянием глубины акватории на возникновение и развитие волнения различают два типа акваторий [24, 29]:

– глубоководные, глубиной $H > \bar{\lambda} / 2$ (H – глубина моря, м; $\bar{\lambda}$ – средняя длина волны, м, которая могла бы наблюдаться на бесконечной глубине), где развитие волн не ограничено глубиной (в океанологии часто встречается выделение глубоководной зоны при $H > 0.65 \bar{\lambda}$);

– мелководные, глубиной $H \leq \bar{\lambda} / 2$, где развитие волнения ограничивается влиянием дна.

Прибрежная полоса глубоководных и мелководных акваторий делится на четыре зоны (рис. 2.3), в пределах которых ус-

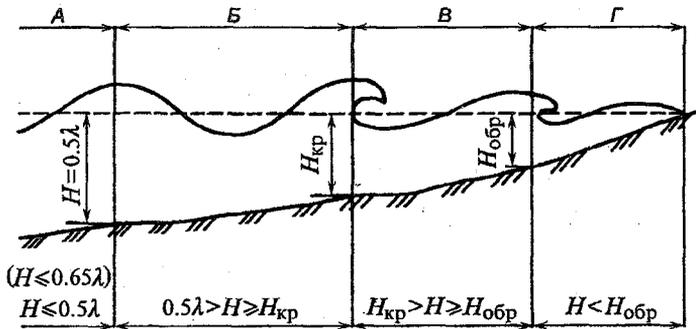


Рис. 2.3. Деление акватории на зоны по глубине.

А – глубоководная; Б – мелководная; В – прибойная;
Г – приурезовая или зона наката.

ловия распространения волн и характер волнения имеют свои особенности:

– глубоководная (если акватория глубоководная) или мелководная (если акватория мелководная);

– мелководная зона трансформации волн, распространяющихся из глубоководной зоны в сторону уменьшающихся глубин, где дно оказывает влияние на развитие волн и на их основные характеристики (волны в этом случае называются мелководными);

– прибойная зона с глубинами $H_{обр} < H \leq H_{кр}$ ($H_{кр}$ – глубина первого обрушения наиболее крупных волн; $H_{обр}$ – глубина, соответствующая последнему обрушению волн или глубина обру-

шения, равная $0.65 H_{кр}$), в пределах которой начинается и завершается разрушение волн (волны в этом случае называются прибойными);

– приурезовая, или зона наката глубиной $H < H_{обр}$, в пределах которой поток от разрушенных волн периодически накатывается на берег, т.е. наблюдается возвратно-поступательный поток воды, набегающий на береговой откос.

В отдельных случаях мелководная и приурезовая зоны могут не только занимать прибрежную полосу, но и располагаться вдали от берега в области повышения дна.

Важным моментом при расчете характеристик волнения является учет волнообразующих процессов в конкретной физико-географической обстановке. Количественные характеристики условий, определяющих параметры ветровых волн, называются **волнообразующими факторами**. Основными для открытой части моря следует считать [24] следующие: кинематические характеристики, структура, горизонтальная и временная изменчивость поля ветра над рассматриваемой акваторией, протяженность ее свободной поверхности, очертания береговой линии и рельеф дна. Для прибрежной же части основными волнообразующими факторами являются: параметры волн, пришедших из глубоководной (открытой) части моря, конфигурация изобат вблизи берега, плановое расположение и конструктивные особенности прибрежных гидротехнических сооружений.

Таким образом, при расчете элементов волн на открытых и огражденных акваториях учитываются следующие **волнообразующие факторы**: скорость и направление ветра, продолжительность его действия над поверхностью моря, разгон волны, размер и конфигурация акватории, находящейся под воздействием ветра, рельеф дна и глубины бассейна, характер сгонно-нагонных и приливных колебаний уровня. В отдельных случаях на волнение оказывают влияние поверхностные течения. При расчете волнения с учетом его спектральной структуры рассматривается также угловое распределение энергии волн.

Волнообразующие факторы берутся типичными для расчетного шторма, который характеризует условия волнения с такой

вероятностью появления скорости ветра и других волнообразующих факторов, которая необходима для обеспечения безопасности проектируемых сооружений в течение определенного промежутка времени. Этот период времени определяется классом сооружения. При этом немаловажное значение имеют и экономические соображения.

В зависимости от формы береговой черты, особенностей рельефа дна и распределения ветра над акваторией различают простые и сложные условия волнообразования [24, 28, 29]. Простые условия волнообразования наблюдаются в том случае, если:

- контур береговой черты имеет несложную форму;
- поле ветра поперечно-однородно.

В практике инженерных расчетов контур береговой черты можно считать несложным, если $(L_d/L_k) < 2$, где L_d и L_k – соответственно наибольший и наименьший по длине лучи, проведенные из расчетной точки в секторе $\pm 45^\circ$ от направления ветра до пересечения с берегом (рис. 2.4). При этом препятствия с угловым размером менее 20° не учитываются.

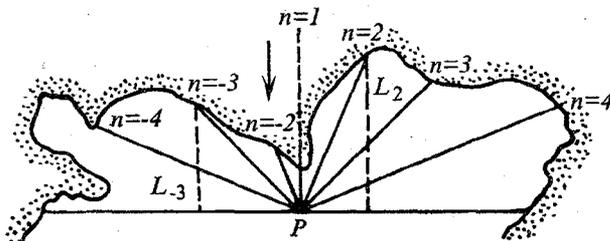


Рис. 2.4. Схема к расчету высоты ветровых волн с учетом контура береговой черты [24].

Поле ветра считается поперечно-однородным, если его скорость и направление над акваторией (в пределах сектора $\pm 45^\circ$ от направления ветра) изменяются в поперечном, относительно ветрового потока, направлении не более чем на 4 м/с и 22.5° соответственно.

Таким образом, простые условия волнообразования – условия, при которых элементы волн зависят только от основных вол-

нообразующих факторов (скорость ветра, продолжительность его действия, разгон ветра, глубина моря и уклон дна). На мелководных акваториях простые условия волнообразования имеют место при выполнении первого условия, т.е. если контур береговой черты имеет несложную форму (второе требование в этом случае не имеет значения). В прибрежной мелководной полосе простыми условиями считается случай, когда изобаты примерно прямолинейны.

Сложные условия волнообразования – условия, при которых элементы волн определяются в зависимости от основных волнообразующих факторов с учетом контура береговой черты, наличия препятствий на пути распространения волн, местных особенностей рельефа дна (на прибрежном мелководье) и от неоднородностей в распределении ветра в пространстве.

При распространении волн из глубоководной зоны в мелководную происходит их **трансформация** – изменение высоты и длины волн при их перемещении в пределах мелководной зоны акватории в случае одинаковой глубины вдоль фронта волн и плавным изменением глубины вдоль лучей волн. При плавном изменении глубины вдоль фронтов волн происходит **рефракция** – искривление фронтов и изменение высот бегущих волн на мелководье. Если на пути распространения волн встречается препятствие (искусственные сооружения, острова, мысы, значительные неровности на мелководье и др.), волны огибают их. При этом происходит искривление фронтов и изменение высот бегущих волн, огибающих препятствие, – **дифракция волн**.

Таковы общие определения, используемые при инженерных расчетах, выполняемых в целях обеспечения различной хозяйственной деятельности в прибрежной зоне моря. В каждом конкретном случае могут использоваться и другие понятия, которые будут рассмотрены в соответствующих разделах учебного пособия.

2.2. Гидрометеорологическая информация, используемая в инженерных расчетах

С увеличением объемов строительства морских гидротехнических сооружений (морских торговых и рыбных портов, морских нефтепромыслов и др.), проведении значительных работ по укреплению берегов и строительстве крупных гидротехнических транспортных сооружений для преодоления водных преград (мостов, тоннелей) существенно повышаются требования к материалам, характеризующим физико-географические и гидрометеорологические условия района строительства или эксплуатации сооружений. Это обусловлено необходимостью учета с достаточной полнотой влияния морской среды на сооружения и обеспечения при их проектировании устойчивости, прочности и долговечности конструкций при надлежащей экономичности.

Для расчета проектируемых сооружений в первую очередь необходимо иметь количественные оценки нагрузок от ветра, волнения, течений различного происхождения и льда. Наиболее существенными факторами, характеризующим силовое воздействие внешних условий на сооружения, являются ветровое волнение, а в северных широтах – лед.

Для расчетов в других приложениях инженерной океанологии может потребоваться самая различная гидрометеорологическая информация, но основной, сбор и анализ которой проводится в периоды инженерных изыскания и технико-экономического обоснования того или иного проекта, является информация о ветре, волнении, течениях, колебаниях уровня и о ледовых условиях. Сведения об этих характеристиках гидрометеорологических условий исследуемых районов получают либо путем обработки и анализа данных наблюдений, либо расчетными методами, используя при этом формулы (в некоторых случаях упрощенные), полученные из теоретических соображений и апробированные в натуральных условиях или подтвержденные лабораторными исследованиями.

2.2.1. Расчетные характеристики скорости ветра

Ветер над морской поверхностью характеризуется в каждой точке и в каждый момент времени определенной скоростью и направлением. Воздействие ветра на водную поверхность определяется структурой ветрового поля, вертикальным профилем средней скорости ветра, распределением по вертикали температуры воздуха, соотношением температур воздуха и воды.

При определении характеристик поля ветра для инженерных расчетов используется понятие *планетарного пограничного слоя*, под которым понимается слой атмосферы толщиной около 1000 м и в котором проявляется эффект трения о подстилающую поверхность, а на верхней границе турбулентные потоки становятся пренебрежимо малыми. Слой атмосферы (толщиной порядка 100 м), непосредственно прилегающий к границе раздела вода-воздух, называется *приводным слоем*, в котором направление ветра, вертикальные турбулентные потоки импульса тепла и влаги постоянны по высоте. Это вносит существенные упрощения в применяемые в инженерной практике расчетные модели.

К расчетным характеристикам ветра над водной поверхностью (выражения для их определения в некоторых случаях упрощены на основании многочисленных лабораторных экспериментов и натурных наблюдений) относятся следующие [21, 24]:

— скорость ветра W (м/с) в приводном слое на высоте $z = 10$ м над спокойным уровнем моря, осредненная за 10 мин (при определении скорости ветра допускается использовать как фактические данные измерений, в том числе и на береговых метеостанциях, так и данные, полученные с синоптических карт);

— динамическая скорость v_* (м/с), характеризующая масштаб турбулентных скоростей вблизи водной поверхности и определяемая по формуле:

$$v_* = \sqrt{\tau_0 / \rho_a}, \quad (2.1)$$

где τ_0 – тангенциальное напряжение ветра, Н/м^2 , приложенное к единичной площади поверхности воды; ρ_a – плотность воздуха, кг/м^3 ($\rho_a = 1.25 \text{ кг/м}^3$ при температуре воздуха, равной 10°C);

– тангенциальное напряжение ветра τ_0 (Н/м^2), определяемое из выражения

$$\tau_0 = \rho_a v_*^2 = \rho_a C_z W_z, \quad (2.2)$$

где C_z, W_z – соответственно коэффициент сопротивления и скорость ветра на высоте z ;

– профиль средней горизонтальной скорости ветра $W(z)$, отсчитываемый от спокойного уровня водной поверхности до верхней границы приводного слоя атмосферы ($\sim 100 \text{ м}$) и определяемый при нейтральной стратификации и больших скоростях ветра по формуле теории пограничного логарифмического слоя атмосферы

$$W(z)/v_* = \alpha^{-1} \ln(z/z_0), \quad (2.3)$$

где z_0 – параметр шероховатости, представляющий собой высоту над спокойным уровнем воды, на которой средняя скорость ветра становится равной нулю;

– коэффициент сопротивления C_z на высоте z , характеризующий сопротивление шероховатой водной поверхности обтекающему ее воздушному потоку, равный при логарифмическом профиле ветра:

$$C_z = [\alpha^{-1} \ln \frac{z}{z_0}]^{-2}, \quad (2.4)$$

где α^{-1} – постоянная Кармана ($\alpha^{-1} = 0.4$); z_0 – параметр шероховатости, определяемый по формуле [24]:

$$z_0 = z \exp[-\alpha^{-1}/\sqrt{C_z}], \quad (2.5)$$

или, согласно [38], по формуле

$$z_0 = z \exp(-\alpha c/v_*), \quad (2.6)$$

где c – фазовая скорость волны.

Параметр шероховатости z_0 при значительных разгонах ($X > 100$ км) и скоростях ветра ($W > 15$ м/с) на глубокой воде может быть определен как

$$z_0 = 0.021v_*^2 / g, \quad (2.7)$$

а коэффициент сопротивления при $z=10$ м, согласно [21], равен

$$C_{10} = \left[\alpha^{-1} \ln \frac{gz}{v_*^2} + 9.6 \right]^2; \quad (2.8)$$

расчет может быть выполнен также в зависимости от скорости ветра по формуле [24]

$$C_{10} = 7.1 \cdot 10^{-4} [1 + 0.1(W/W_d)], \quad (2.9)$$

где $W_d = 1$ м/с.

Расчетная скорость ветра W как волнообразующего фактора на высоте 10 м над уровнем моря может быть определена по формуле [32]

$$W = k_f k_z W_z, \quad (2.10)$$

при ветровом потоке с суши на водную поверхность с использованием формулы [24]

$$W = k_f k_s W_s, \quad (2.11)$$

где W_z – скорость ветра, измеренная на высоте z ; W_s – скорость ветра над сушей по данным наблюдений на высоте 10 м; k_s – коэффициент приведения скорости ветра, измеренной на суше, к условиям водной поверхности; определяется по графику (рис. 2.5) в зависимости от расстояния L от берега, скорости ветра W и типов местности; k_z – коэффициент, принимаемый равным 1.1, 1.0 и 0.9 соответственно при z равном 5, 10, 20 м и более или определяемый при $2 \leq z \leq 30$ м с точностью до 2.5 % по формулам:

$$\text{при } t_w \geq t_a \quad k_z = 1.14z^{-0.1585}, \quad (2.12)$$

$$\text{при } t_w < t_a \quad k_z = 1.227z^{-0.079};$$

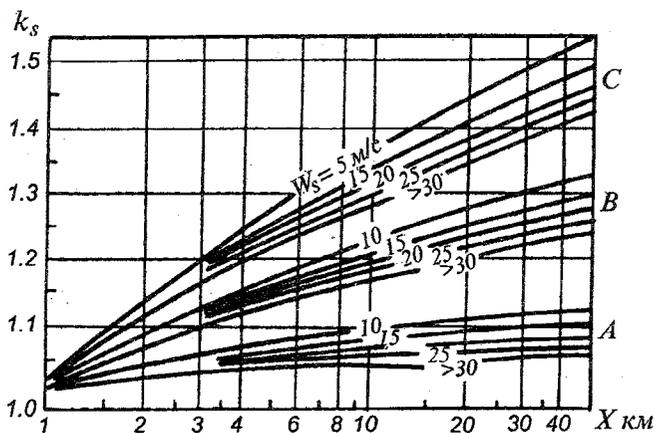


Рис. 2.5. Зависимость коэффициента k_s при ветре со стороны суши при различных параметрах шероховатости.

$z_0 = 0.035$ м – открытая местность (тип А); $z_0 = 0.38$ м – леса, сельская местность, города, застроенные зданиями высотой до 20 м (тип В);
 $z_0 = 0.035$ м – крупные города, застроенные зданиями высотой более 20 м (тип С).

t_w – температура воды; t_a – температура воздуха; k_f – коэффициент пересчета данных скорости ветра в анемометрическую (в том случае, если они были получены по скорости ветра, измеренной по флюгеру), который принимается по табл. 2.1 или может быть

Таблица 2. 1. Коэффициент пересчета скорости ветра, измеренной по флюгеру, в анемометрическую

W_2 м/с	20	25	30	35	40	45	50
k_f	1.00	0.95	0.92	0.89	0.88	0.86	0.85

определен в интервале скоростей ветра $4 \leq W \leq 40$ м/с с точностью до 5% по формуле

$$k_f = 1.04 - 0.00885W; \quad (2.13)$$

при ветровом потоке с суши, согласно СНиП [32], при условии, что величина k_f не должна превышать единицу:

$$k_f = 0.675 + W_0 / W_s, \quad (2.14)$$

$$W_0 = 4.5 \text{ м/с.}$$

Для определения скорости ветра на других высотах имеется зависимость, справедливая в диапазоне высот до 180 м [11]:

$$W_z = W (z/10)^{1/7}. \quad (2.15)$$

При рассмотрении характеристик ветра над ограниченной акваторией с целью упрощения расчетов предполагается их постоянство за определенный промежуток времени. Так как основой для определения параметров волнения служат их зависимости от скорости ветра и предельного разгона волн, то при расчетах волнения скорость ветра должна быть известна с возможно большей точностью.

Для расчета возможных максимальных параметров волн в целях гидротехнического строительства необходимо знать и возможные максимальные скорости ветра для наиболее волноопасных направлений. Кроме того, для расчета некоторых типов сооружений учитываются и пульсации скорости ветра умножением осредненной скорости на коэффициент порывистости, зависящий от достаточно большого интервала осреднения скорости ветра и сравнительно небольшого интервала времени осреднения максимальной скорости ветра в порыве (табл. 2.2).

Таблица 2. 2. Значения коэффициента порывистости

Годовой максимум средней скорости, м/с	Интервал осреднения, с					
	60	30	20	10	5	0.5
30	1.00	1.08	1.12	1.18	1.24	1.37
60	—	1.00	1.04	1.10	1.12	1.29

Результаты наблюдений за ветром характеризуют ветровую обстановку только в районах наблюдений и на прилегающих к ним сравнительно небольших акваториях. С достаточной для практических целей точностью обычно принимается, что наибольшие линейные размеры этой акватории не должны превышать 50–100 км. В этих случаях данные наблюдений за ветром могут быть непосредственно использованы для расчетов волнения в

районе строительства. При определении параметров волн в замерзающих бассейнах используются наблюдения за ветром, выполненные в безледный период, который в целях упрощения определяется как средний многолетний и выражается числом полных месяцев года.

Сравнительно небольшие ошибки в определении скорости ветра могут вызывать существенные погрешности в определении рассчитанных параметров волн. Последние, как уже отмечалось, определяются в основном скоростью ветра и разгоном волн.

Продолжительности рядов наблюдений за ветром, накопленных к настоящему времени, и разработанные методы статистического анализа этих рядов с целью определения скорости ветра малой обеспеченности позволяют с приемлемой, в частности для целей гидротехнического строительства, достоверностью определять параметры волн расчетного шторма по большинству районов Мирового океана.

2.2.2. Расчетные характеристики элементов ветровых волн

В преобладающем числе случаев волновое воздействие на сооружения в большей мере зависит от высоты волны и в меньшей — от ее длины. Поэтому упрощенно расчетное волнение характеризуют волной с наибольшей высотой и наиболее вероятными для такой высоты периодом и длиной волны, а расчетные методы для последующего определения волновых воздействий на гидротехнические сооружения выбираются в зависимости от параметров волны и глубины акватории.

Параметры волн при решении инженерных задач получают из материалов многолетних наблюдений за волнением или путем определения их по принятой скорости ветра. В первом случае наблюдения за параметрами волн в исследуемом районе при наиболее сильных штормах должны проводиться за период не менее 10 лет, либо систематические наблюдения должны вестись в течение нескольких лет. Для исследования особенностей волнения на акваториях с малыми глубинами, защищенными от ветра неровностями берега, или при малых разгонах ветра достаточно

провести систематические наблюдения за волнами в течение одного-двух штормовых сезонов года. Для исследования влияния зыби, характера волнения на больших мелководных акваториях или в районах с большим уклоном дна и сильными постоянными течениями требуется проведение длительных наблюдений, ориентировочно в течение 2–3 лет, т.е. в тот период времени, который предназначается для выполнения работы по проектированию сооружений. Поскольку ветровая обстановка, как правило, заранее неизвестна, окончательно вопрос о продолжительности наблюдений за волнением решается после обработки и анализа материалов, полученных за первый сезон или год.

Краткосрочные наблюдения во время инженерных изысканий не позволяют определить гидрологические характеристики с малой повторяемостью и их распределение в течение сезона или года. Поэтому по возможности необходимо использовать данные многолетних наблюдений, выполненных на близлежащих гидрометеорологических станциях и постах, которые могут быть выбраны в качестве опорных пунктов.

Проведение продолжительных натуральных наблюдений, позволяющих получать надежные характеристики волнения, часто невозможно из-за недостатка времени; кроме того, это связано обычно со значительными материальными затратами. Поэтому при расчетах параметров волн в большинстве случаев в качестве исходных данных используются материалы наблюдений за ветром. Результаты расчетов при этом контролируются данными эпизодических наблюдений за волнением.

В общем случае для инженерных приложений требуется определить следующие волновые характеристики [18]:

- наибольшие высоты волн на акватории прибрежной зоны, у сооружения и на подходе к нему с расчетной обеспеченностью в ряду и вероятность появления наибольших высот и различных направлений в разные сезоны;
- наиболее вероятные длины волн, сочетающиеся с наиболее высокими волнами;
- тип наиболее высоких волн (ветровые, смешанные, зыбь);
- стадию волнения (развивающееся, установившееся или затухающее);

– характер волнения в районе возведения сооружения и на подходах к нему (прогрессивные волны, стоячие, двумерные, трехмерные, разбивающиеся, прибойные и т.д.);

– распределение параметров в ряду волн (функции распределения высот, длин, крутизны, двумерные функции двойного распределения высот и длин волн и угловые спектры), а также связь распределения с характеристиками ветра, стадией волнения и относительным разгоном волн, глубиной, рельефом, а в ряде случаев и с шероховатостью и проницаемостью дна;

– возвышение гребня наиболее крупных волн над расчетным горизонтом воды с учетом глубины первого и последнего обрушений волны, высоту наката или взброса, нагона и приливов;

– волновые орбитальные скорости у дна и на поверхности;

– энергию наиболее крупных волн и спектры волн за отдельные расчетные промежутки времени.

В зависимости от конкретной задачи может возникнуть потребность и в других характеристиках волнового режима.

Имеющийся в настоящее время для многих районов Мирового океана большой объем инструментальных наблюдений за ветром и волнением и современные методы их анализа позволяют в большинстве случаев получать расчетные параметры волн в прибрежной зоне без привлечения дополнительных материалов наблюдений. Тем самым, необходимость полевых изысканий за волнением для решения задач инженерной океанологии в последнее время существенно уменьшилась. Они необходимы лишь в тех отдельных случаях, когда в изучаемом районе наблюдаются сложные условия волнообразования, для которых современные методы определения параметров волн теоретически и экспериментально недостаточно обоснованы. Кроме того, наблюдения за волнением целесообразно проводить при следующих условиях.

1. При малых разгонах, когда $gX/W^2 \cdot 10^3 < 5.0$ (X – длина разгона, км, W – скорость ветра, м/с), так как в этих условиях существующие рекомендации по расчету параметров волн мало обоснованы.

2. На мелководной акватории с глубинами $gH < 0.001 W^2$, так как в основе методики расчета параметров волн на этих глубинах

лежит экстраполяция эмпирических данных, известных только для $gH/W^2 > 0.01$.

3. При существенном воздействии на сооружение волн зыби, формирующихся при определенных синоптических условиях, для определения которых нет надежных рекомендаций.

4. При расположении сооружения в канале или внутри бухты, сообщающейся с морем узким проливом, под защитой мыса или острова, когда расстояние от сооружений до мыса, острова, а также ширина пролива или входа в канал не превышает десяти длин волны, проникающей на защищаемую акваторию. В этом случае необходимо учитывать дифракцию волн, расчеты которой проводятся для портовых акваторий сравнительно простых очертаний, огражденных одиночным или двумя сходящимися молами. Методы расчета при сложной морфометрии прибрежного района требуют экспериментальной проверки. Кроме того, в этом случае возникает необходимость исследования возможности формирования длиннопериодных колебаний уровня, вызывающих явление тягуна, учет которого важен при проектировании портов.

5. При сложном рельефе дна и конфигурации береговой черты, при которых построение плана рефракции с учетом углового распределения энергии волн вызывает принципиальные затруднения.

6. Когда планируемое сооружение расположено в прибрежной мелководной зоне и уклоны дна при подходе волн к сооружению либо велики ($i > 0.05$), либо малы ($i < 0.002$). В первом случае процесс трансформации волн сопровождается их частичным отражением от откосов дна, учет которого не предусмотрен расчетными методами. При малых же уклонах дна из-за большой протяженности прибрежной мелководной зоны существенным становится процесс диссипации энергии волн при их распространении от глубокой воды в сторону берега. В то же время на большой акватории мелководья может сформироваться местное волнение и при этом остается невыясненным вопрос, какой из этих процессов преобладает на различных участках мелководной зоны.

7. В районах, где недостаточно изучено влияние сильных постоянных течений со скоростями выше 1 м/с.

В инженерной практике определение расчетных параметров волн в зависимости от волнообразующих факторов регламентируются строительными нормами и правилами и другими руководствами и нормативными документами [28, 32].

2.2.3. Уровень моря

Важным фактором, определяющим характер, степень и место волнового и ледового воздействия на гидротехнические сооружения и берега и в результате оказывающим влияние на выбор конструкции и компоновки различных сооружений и их составных элементов, является уровень моря. Сведения об уровне, необходимые для решения задач инженерной океанологии и, в частности, для морского гидротехнического строительства, должны характеризовать не только средний и преобладающий режимы, но и распределение уровня во времени, а также его экстремальные значения. Большое значение имеет и определение суммарных колебаний уровня моря в конкретных физико-географических условиях.

Поверхность Мирового океана испытывает воздействие различных факторов, вызывающих разнообразные динамические явления и влияющих на положение уровенной поверхности. Это прежде всего периодические колебания приливно-отливного характера, обусловленные приливообразующими силами, и стоннонагонные явления.

Наибольшие колебания уровня, а следовательно и имеющие существенное значение (для гидротехнического строительства, при изучении процессов динамики берегов и др.) при стоннонагонных явлениях, наблюдаются у отмельных берегов, в длинных сужающихся заливах, узких проливах и устьях рек. В этих случаях колебания уровня могут достигать 2–3 м и более, а в период паводка до 10 м и более. Уровенная поверхность морей и океанов может испытывать и стационарные возмущения, возникающие в результате горизонтальной неоднородности полей атмосферного давления и плотности морской воды, неравномерного распределения на поверхности разности между испарением и осадками. Наиболее часто изменения уровня происходят в результате совместного действия взаимообусловленных и взаимосвязанных факторов (например, одновременное влияние атмосферного давления и ветра). Значительное влияние на ход уровня моря оказывают речные и паводковые воды, влияние которых непременно должно

учитываться при проведении строительства на устьевых участках побережий.

Для отсчета глубин принимают определенный уровень, называемый нулем глубин. Для учета колебаний уровня, вызванными гидрометеорологическими причинами, в частности сгонно-нагонными колебаниями, вводится понятие **физического нуля глубин**, который определяется по данным наблюдений за изменениями уровня по астрономическим и гидрометеорологическим причинам, как нуль глубины определенной обеспеченности [31]. При строительстве и эксплуатации портовых гидротехнических сооружений за физический нуль глубин, или расчетный уровень, принимается уровень 95 %-ной или 98 %-ной обеспеченности.

Для определения высокого и низкого уровня моря при проектировании и строительстве портовых сооружений строятся кривые повторяемости и обеспеченности для определенного периода времени. Высокий уровень определяет отметку порта, а низкий — отметку дна у причальных сооружений [31]. Ошибка в определении этих отметок может привести к серьезным нарушениям при строительстве и эксплуатации порта.

Количественные оценки многолетних характеристик уровня и закономерностей его режима можно получить или в результате обработки данных наблюдений методами математической статистики, или теоретическим путем, основанным главным образом на решении уравнений гидродинамики в приближении мелкой воды.

В настоящее время имеются данные систематических уровней наблюдений за сравнительно длительные периоды для большого числа пунктов побережий, что позволяет получить необходимые характеристики уровня путем статистической обработки накопленных рядов [29]. Точность расчетных характеристик зависит прежде всего от точности и однородности рядов наблюдений, точности высотной привязки измерительных устройств и от длины используемого для расчетов ряда наблюдений.

Существующие теоретические методы расчета непериодических и суммарных колебаний уровня в большинстве своем дают принципиальные решения, но не обеспечивают надежные количественные оценки для конкретных условий.

В зависимости от периода осреднения различают среднесуточные, среднемесячные, среднегодовые, средние за навигационный период и средние многолетние уровни. Среднемесячные уровни рассчитываются по среднесуточным значениям уровня за данный месяц, среднегодовые – по среднемесячным, средний за навигационный период уровень – по среднемесячным и среднесуточным значениям уровня за период отсутствия льда [29].

На практике за средний уровень принимается среднее арифметическое значение высот уровней (в районе предполагаемого строительства тех или иных гидротехнических сооружений) над нулем поста, наблюдаемых за определенный промежуток времени. Для получения данных о среднем уровне поверхности моря рекомендуется пользоваться данными ежечасных или четырехсрочных наблюдений.

Необходимое число лет наблюдений n для вычисления среднего многолетнего уровня с заданной точностью можно определить по формуле [29]

$$\sigma_{\bar{H}} = \pm \left(\frac{\sigma_H}{\sqrt{n}} \right), \quad (2.16)$$

где $\sigma_{\bar{H}}$ – среднеквадратическая ошибка вычисления; σ_H – среднее квадратическое отклонение, характеризующее изменчивость ряда и определяемое как

$$\sigma_H = \pm \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H})^2}{n}}, \quad (2.17)$$

или по формуле, предложенной А. И. Дуваниным [12]:

$$n = d_{\max} / \varepsilon, \quad (2.18)$$

где d_{\max} – наибольшее наблюдаемое значение отклонения среднего годового уровня от многолетнего, определенное из продолжительной серии наблюдений (в несколько десятков лет) в одном из близлежащих пунктов моря; ε – заданная точность определения многолетнего уровня.

Использование характеристик уровня, полученных по данным наблюдений за прошедшие годы в качестве расчетных, основывается на допущении относительной устойчивости естественного режима. В этом случае расчетам обязательно предшествуют исследования закономерностей колебаний уровня данного моря и определение влияния хозяйственной деятельности на его естественный режим.

2.2.4. Течения

Немаловажным фактором, влияющим на работу гидротехнических сооружений, эксплуатацию подходных каналов, поддержание необходимых глубин на частично защищенных акваториях портов (особенно в районе песчано-илистых отложений) являются прибрежные течения. Различного типа течения присутствуют практически в любом районе, где может быть намечена та или иная хозяйственная деятельность, поэтому не учет их может привести к тяжелым последствиям, устранение которых потребует значительных материальных затрат. Наибольшее значение в инженерной практике имеют прибрежные течения, связанные с приливами и ветром.

Дрейфовые, постоянные или приливо-отливные течения, взаимодействующие с обтекаемыми сооружениями одновременно с волнением, влияют на скорость движения частиц воды поверхностных волн. Так как скоростная составляющая волновой нагрузки на обтекаемую преграду пропорциональна квадрату скорости движения жидкости, то даже относительно небольшие течения могут заметно увеличить волновые нагрузки, особенно на глубине и для узких преград. Кроме того, течения могут влиять и на поле поверхностных волн, изменяя их амплитуду, крутизну, скорость распространения и длину. Установившийся поток жидкости при обтекании сооружений нарушается, и за сооружением образуются зоны с вихревыми явлениями. Отрыв вихрей от преграды сопровождается появлением за ней циркуляции жидкости, что приводит к возникновению приложенной к преграде подъемной силы, действующей под прямым углом к направлению потока. Образовавшиеся за сооружением вихри могут воздействовать на

другие элементы конструкции. При взаимодействии течений с сооружениями возникает также дополнительно действующая сила, обусловленная вязкостью жидкости. В основании сооружений в районах, где наблюдаются постоянные течения, возникают условия для возможного размыва грунта.

В данном случае не ставится задача изучения вопросов формирования и эволюции течений под действием тех или иных факторов или сил, так как эти вопросы подробно изложены в ряде монографий и учебников (например, [8]) и изучаются в соответствующих курсах. Поэтому рассмотрим лишь вопросы, относящихся к практическому учету результатов воздействия течений при инженерных расчетах.

Обычно в инженерной практике течения полагают горизонтальными по направлению и изменяющимися по глубине. Величина и направление приливных течений, как правило, определяются либо по данным измерений в натуральных условиях, либо по атласам или таблицам приливных течений для места предполагаемого строительства, хотя это не совсем корректно, так как возведенное сооружение, особенно если оно значительных размеров, может быть причиной изменения характера приливов. Течения от ветрового воздействия (нагоны) обычно определяются расчетными методами. В некоторых случаях допускается принимать, например, что скорость такого течения равна 1% от скорости ветра на высоте 10 м над уровнем моря.

Изменение скорости по глубине (рис. 2.6) при инженерных расчетах для приливного течения $U_{\text{пр}}$ может быть определено по зависимости

$$U_{\text{п}} = U_{0,\text{пр}} \sqrt{z/H}, \quad (2.19)$$

а для течения, вызванного ветровым нагоном $U_{\text{в}}$, по формуле

$$U_{\text{в}} = U_{0,\text{в}}(z/H). \quad (2.20)$$

Последние развиваются главным образом в прибойной и мелководной зонах.

В штормовых условиях течения на акватории усиливаются движением воды, обусловленным ветровым волнением, и при этом формируются переносные, вдольбереговые, градиентные и компенсационные течения (разрывные и противотечения).

Переносное волновое течение (стокосово течение) обусловлено наличием переносной скорости при волнении (циркуляции) воды в вертикальной плоскости для условий наклонного дна

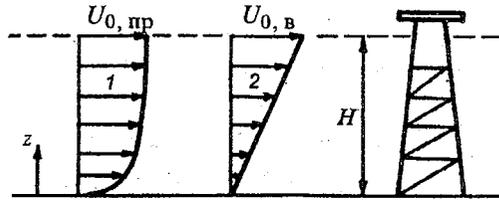


Рис. 2.6. Расчетные эпюры скоростей течения воды [11].

1 – приливное течение;

2 – течение от ветрового нагона.

в пределах от глубины $H = 0.5\lambda$ до последнего разрушения волны на откосе берега (рис. 2.7). Скорости переноса в этом течении составляют до 10 см/с и могут достигать максимума в прибойной зоне 30 см/с. Возбуждение вдольбереговых

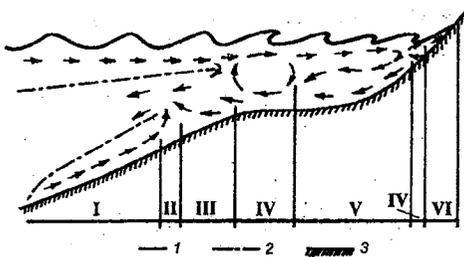


Рис. 2.7. Схема циркуляции воды в береговой зоне моря [31].

I – зона придонного переноса в сторону берега; II – зона конвергенции; III – зона донного переноса в сторону моря; IV – зона разрушения волн; V – прибойная зона; VI – зона волноприбойного потока; 1 – направление переноса массы воды; 2 – линия нулевой переносной скорости; 3 – линия дна.

градиентных течений происходит в результате изменения уклона поверхности моря из-за возмущений рельефа дна и неравномерности волнового поля, создающих градиент гидростатического давления.

При косом подходе волн к береговой черте возникает вдольбереговое, или энергетическое течение, имеющее составляющие, направленные вдоль берега и перпендикулярно к нему.

Максимальная скорость этого течения зависит от степени трансформации энергии волн и наблюдается при их разрушении, быстро затухая при удалении от зоны разрушения волн.

Разрывные течения образуются на прямолинейных или слегка вогнутых участках берега и открытых действию волн, в месте встречи разнонаправленных вдольбереговых потоков. Разрывные течения могут перемещать в сторону моря значительные массы наносов. Совместное действие вдольбереговых и разрывных течений создает горизонтальную циркуляцию в прибойной зоне, переменную во времени и пространстве. Еще одним типом компенсационных течений, как и разрывных, возникающих в прибрежной части моря, являются противотечения.

Естественно, что в реальных условиях прибрежные течения формируются в результате сложения течений различного происхождения. При слабом волнении или же его отсутствии прибрежные течения определяются влиянием открытого моря и обусловлены постоянными и периодическими силами (приливы, градиентные и дрейфовые течения).

Строительство волнозащитных сооружений в прибрежной части моря может существенно нарушить сформировавшуюся систему течений, поэтому чаще всего возникает необходимость тщательного изучения возможности заносимости акваторий портов, подходных каналов, особенно при наличии песчано-илистых наносов, и забивки акватории льдами трансформированной из-за строительства гидротехнических сооружений системы прибрежных течений. Взаимодействие течений с гидротехническими сооружениями и, как следствие, их непосредственное воздействие на них, влияние на выбор места их строительства не оказываются значимыми, как это наблюдается ветровом волнении, но в некоторых случаях они могут быть определяющими в условиях эксплуатации различного типа гидротехнических сооружений, могут нарушить их работу и привести к тяжелым последствиям из-за интенсивного переноса наносов и различного вида загрязнений, заметного увеличения ледовых воздействий при переносе масс льда.

2.2.5. Морской лед

Освоение побережий северных морей связано с дальнейшим совершенствованием конструкций строящихся сооружений в высоких широтах, методов строительства и защиты их от льда в суровых климатических условиях. Наличие мощного ледяного покрова в этих морях делает необходимым проектирование конструкций сооружений, воспринимающих большие горизонтальные и вертикальные нагрузки. Экономичность и надежность таких сооружений в значительной степени зависит от точности определения ледовых нагрузок.

Ледяной покров используется и как несущая конструкция при строительстве инженерных сооружений (прокладке ледовых трасс, трубопроводов, сооружении ледовых причалов на припае, оснований буровых конструкций и т.д.). Кроме того, ледовый режим определяет продолжительность навигации в районе порта, время работы ледоколов, затрудняет судоходство в открытых районах моря.

Определение основных нагрузок на ледостойкие гидротехнические сооружения регламентируется действующим в настоящее время СНиП [32], расчетные формулы которого базируются на теоретических, лабораторных и натуральных исследованиях, а также на анализе опыта эксплуатации и особенно последствий при повреждениях от воздействия льда.

Расчет нагрузок на сооружения от льда и его грузоподъемности основывается на механических, зависящих от физических характеристик (температура, соленость, структура льда), термодинамических свойствах морского льда и скоростных режимах его воздействия. Для этого необходимы данные о продолжительности ледового режима, о характере ледовых образований и их прочностных характеристиках (пределы прочности льда на сжатие, изгиб и смятие), о толщине и размерах льдин и скорости их движения. При этом привлекаются данные натуральных наблюдений и лабораторных экспериментов, часто использующихся при изучении физико-механических и термодинамических характеристик морского льда.

Исследованию физико-механических (упругость, прочность на растяжение и изгиб, сжатие и срез, на изменение скорости деформации, вязкость, трение и др.) и термодинамических (теплопроводность, теплота плавления, теплоемкость и др.) свойств морского льда посвящено много работ, достаточно назвать лишь [4, 10, 25, 40], и поэтому далее рассматривать их будем только как необходимые параметры при определении нагрузок от льда и расчете его грузоподъемности. Кроме того, лед как явление в океане, его образование, рост и таяние льда, его физические, теплофизические и механические свойства изучаются в соответствующем разделе физики океана [10, 38] и в данном случае нет необходимости подробно останавливаться на этом. Методы расчета ледовых нагрузок на гидротехнические сооружения и грузоподъемности ледяного покрова будут нами рассмотрены в одной из глав второй части учебного пособия. В данном случае остановимся лишь на общих вопросах необходимости учета ледовых условий при гидротехническом строительстве.

Наблюдения за работой сооружений в ледовых условиях и данные лабораторных экспериментов показали, что фактическая ледовая нагрузка на сооружение, ее амплитуда и период порождаются автоколебательным процессом взаимодействия системы лед-сооружение в зависимости от динамических характеристик опоры и ледяного поля и скорости их относительного смещения [7]. Особую важность при рассмотрении взаимодействия ледяных полей и сооружений имеет изучение поведения льда под нагрузкой, что зависит от его механических свойств, а в конечном итоге, от его температуры и солёности, структуры и наличия примесей в нем.

Основная задача в решении вопроса определения нагрузок на сооружения сводится к исследованию прочности морского льда на кратковременный сдвиг, который наблюдается при максимальных скоростях движения ледяных полей, и на сжатие, как экстремальный случай в условиях ползучести, когда наблюдаются минимальные скорости движения ледяных полей [16]. Параметрами, определяющими нагрузки на сооружения и грузоподъемность льда, являются пределы прочности льда на сжатие R_c , на

изгиб $R_{и}$ и на раздробление (с учетом местного сжатия) $R_{р}$, которые определяются по опытным данным, а при их отсутствии по соотношениям [1, 32]

для пресного льда

$$R_{и} = 0.75R_{с}, \quad (2.21)$$

для морского льда

$$R_{и} = 0.5R_{с}, \quad (2.22)$$

$$R_{р} = k_j R_{с}, \quad (2.23)$$

а предел прочности льда сжатию – по таблице 2.3 [4, 32] в зависимости от солёности льда и среднесуточной температуры воздуха.

Таблица 2.3. Значение нормативного сопротивления льда $R_{с}$ на сжатие, МПа

Солёность льда, ‰	Среднесуточная температура воздуха, °С			
	0	-3	-15	-30
< 1 (пресный лед)	0.45	0.65	1.20	1.50
1 – 2	0.40	0.65	1.05	1.35
3 – 6	0.30	0.50	0.85	1.05

Солёность льда при этом принимается равной 20 % от солёности воды для льда возрастом до 2 месяцев и 15 % от солёности воды для льда возрастом два месяца и более. Среднесуточная температура воздуха принимается средней за 3 суток до начала действия льда на сооружение при толщине льда до 0.5 м и менее и за 6 суток при толщине льда 0.5 м и более. Значения коэффициента k_j в (2.23), учитывающего степень стесненности местного сжатия, определяются по табл. 2.4 [32] в зависимости от отношения ши-

Таблица 2.4. Значения коэффициента k_j

$b/h_{л} \dots$	1	3	10	20	30	>50
$k_j \dots\dots$	2.5	2.0	1.5	1.2	1.0	0.5

рины опоры b или длины секции сооружения по фронту l на уровне действия льда к расчетной толщине льда $h_{л}$, принимаемой

равной 0.8 от максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1 %.

Ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения определяются для момента их наибольших значений на основе данных по ледовой и гидрометеорологической обстановках в районе расположения сооружений. Ряд натурных наблюдений для наиболее точного определения ледовых нагрузок при этом должен иметь продолжительность не менее 5 лет.

2.3. Определение расчетной скорости и направления ветра

Метод определения скорости ветра и его направления для расчета параметров волн в открытом море и в прибрежной части выбирается в зависимости от линейных размеров акватории. Для акватории протяженностью до 100 км характеристики ветрового потока обычно принимаются постоянными в пределах этой акватории в течение некоторого времени и их можно получить путем обработки и анализа данных наблюдений за ветром на близлежащих гидрометеостанциях.

При расчетах скорости ветра для прибрежной зоны необходимо учитывать горизонтальные неоднородности подстилающей поверхности, ограниченные размеры области и встречающиеся обширные мелководные участки.

Для акватории протяженностью более 100 км скорость и направление ветра нельзя считать постоянными, необходимо учитывать их пространственную и временную изменчивость и для получения расчетных характеристик ветра следует использовать расчетные методы или приземные синоптические карты.

Для акватории размером до 100 км, когда параметры волн определяются только скоростью ветра и разгоном волн, для расчета характеристик ветра достаточно иметь сведения о средней годовой повторяемости скоростей ветра по направлениям [28]. Для получения данных о средней годовой повторяемости (Σp) скоростей ветра по направлениям проводится статистическая обработка

многолетних наблюдений за ветром по градациям (см., например, таблицы, приведенные в [17, 28]). При этом число лет наблюдений, как минимум, должно быть не менее пяти. В противном случае необходимо использовать материалы из имеющихся по данному району климатических справочников.

Для получения характеристик ветра, необходимых при расчетах параметров волн определенной обеспеченности, на основе данных о средней годовой повторяемости скоростей ветра по направлениям определяются повторяемость P (%) и вероятность превышения (обеспеченность) F (%) градаций скорости ветра по направлениям

$$P = \frac{p \cdot 100}{\sum p} \quad (2.24)$$

Вероятность превышения F вычисляется путем последовательного суммирования значений P от градаций с большими скоростями к меньшим [17, 28].

Установлено, что распределение скорости ветра аппроксимируется следующим выражением [28]:

$$F(v) = e^{-(v/\beta)^g}, \quad (2.25)$$

где $F(v)$ – вероятность того, что скорость ветра W превосходит величину v ; β и g – параметры. Двукратное логарифмирование выражения (2.25) позволяет построить на билогарифмической сетке вероятностей (см. рис. 1.2 [17] или 9 [28]) кривую распределения скорости ветра в виде прямой линии, наилучшим образом совпадающей с точками, соответствующими значениям вероятности превышения F и первым ступеням градаций скорости ветра.

Кривые распределения скорости ветра, построенные для всех направлений (или только для наиболее волноопасных), экстраполируются в область малых обеспеченностей (вероятностей превышения), т.е. в область возможных больших скоростей ветра, не зарегистрированных наблюдениями.

С точки зрения гидротехнического строительства представляют интерес только максимальные параметры волн, возможные при волноопасном направлении ветра один раз в заданное число

лет (в зависимости от класса капитальности сооружения). Поэтому максимальные параметры волн рассчитываются по наиболее вероятной скорости ветра, возможной один раз в это же число лет, вероятность превышения которой определяется по формуле [28]

$$F_n = \frac{2500}{N \sum p_n}, \quad (2.26)$$

где N – число дней наблюдений в году за безледный период; $\sum p$ – повторяемость соответствующего направления ветра всех значений скорости; n – заданное число лет.

Таким образом, определение вероятности превышения скорости ветра за определенное число лет позволяет получить с использованием указанных графиков в [17, 28]) значение расчетной максимально возможной скорости ветра для последующего определения соответствующих этому ветру параметров волн.

Другой способ получения режимных характеристик ветра при малых разгонах ($X \leq 100$ км) или для мелководной акватории ($H \leq 10$ м) любой протяженности, необходимых для расчета элементов волн, также основан на результатах статистической обработки многолетних измерений скорости ветра. Обработка данных наблюдений и в этом случае проводится за безледный период

Таблица 2.7. Результаты обработки наблюдений за скоростью ветра волноопасного направления [24]

Градации скорости ветра W , м/с	n_v	\bar{i}_v
5÷9.9	139	29.2
10÷14.9	48	20.2
15÷19.9	16	13.6
20÷24.9	5	10.0
25÷29.9	2	6.0

для волноопасного направления, совпадающего с одним из основных румбов (восьми румбов). При определении волноопасного направления промежуточные румбы относятся к предшествующим.

По ряду данных наблюдений за скоростью ветра продолжительностью n лет определяются число n_v и

средняя продолжительность \bar{i}_v ситуаций (табл. 2.7), в течение которых скорость ветра была равна или выше заданного значения W (например, ≥ 5 м/с, ≥ 10 м/с и т. д.). Затем рассчитываются

обеспеченности (в %) различных значений скорости ветра W по формуле [24]

$$F_v = \frac{4.14 \bar{t}_v n_v}{Nnp}, \quad (2.27)$$

где \bar{t}_v – время, ч; N – средняя многолетняя продолжительность безледного периода в году, сут; p – повторяемость данного типа волноопасного направления в долях единицы.

Расчеты выполняются для всех заданных градаций скорости ветра W , и по их результатам строится график, на вертикальной оси которого откладываются отрезки, пропорциональные логарифмам

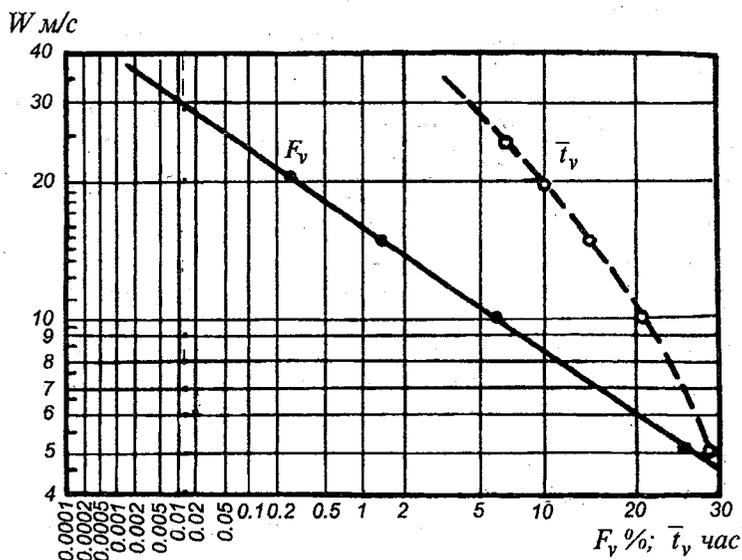


Рис. 2.8. Режимная функция скорости ветра F_v и зависимость продолжительности штормов от скорости ветра t_v [24].

рифмам градаций W , а по горизонтали – отрезки, пропорциональные билогарифмам чисел F_v , \bar{t}_v (рис. 2.8). По формуле (2.27) возможны расчеты, без потери статистической достоверности, при числе волноопасных ситуаций, как минимум, $n_v \geq 3$.

При малых разгонах ветра ($X \leq 100$ км) скорость ветра в расчетном шторме, т.е. в шторме, наблюдавшемся в среднем один раз

в течение заданного числа лет (25, 50, 100 лет и т.д.), которая необходима для проектировщиков гидротехнических сооружений, определяется путем построения режимной функции методом последовательных приближений. При этом в формуле (2.27) для ее определения полагается $n_v = 1$, тогда (2.27) записывается в виде

$$F_v = \frac{4.17 \bar{i}_v}{N n_c p}, \quad (2.28)$$

где n_c — число лет, в течение которых в среднем наблюдался расчетный шторм. Затем строится график зависимости средней продолжительности ситуаций \bar{i}_v от W и функция скорости ветра (см. рис. 2.8). Кривая зависимости экстраполируется в область больших скоростей ветра.

Для определения расчетной скорости ветра, наблюдаемой один раз в n_c лет, этим методом с использованием формулы (2.28) в первом приближении полагается, что экстраполированная скорость ветра (на рис. 2.8 $W = 30$ м/с) отвечает экстраполированной продолжительности $\bar{i}_v = 4$ ч.

По известным значениям N , p , n и \bar{i}_v по формуле (2.28) определяется величина F_v , а по ее значению — скорость ветра. Дальнейшие расчеты (приближения) проводятся до тех пор, пока вычисленная скорость не совпадет со скоростью, принятой при определении средней продолжительности \bar{i}_v [24].

При отсутствии данных наблюдений за ветром над водной поверхностью в предполагаемом месте строительства и эксплуатации гидротехнического сооружения скорость ветра обычно принимается на 10 % больше скорости, установленной на ближайшей наземной станции.

(При разгонах более 100 км расчетные скорости ветра определяются с учетом их пространственного распределения. Для этой цели привлекаются карты ветра или карты поля давления (с последующим расчетом по ним поля ветра над рассматриваемой акваторией). При использовании синоптических карт предполагается, что анемометрической скорости на высоте 10 м над поверхностью соответствует скорость, полученная при расчете полей ветра

по полям давления. На основании анализа синоптических карт выбирается наиболее жестокий шторм при волноопасном направлении ветра за определенный ряд лет, т.е. выбирается расчетный шторм, в течение которого могут наблюдаться максимальные параметры волн заданной обеспеченности. При этом следует иметь в виду, что наиболее неблагоприятные условия имеют место прежде всего при наибольшем градиенте давления и наибольшей протяженности области разгона, а также при наиболее близком расположении штормовой области к рассматриваемой акватории и наименьшей скорости перемещения центра барического образования.

Значение средней скорости ветра в расчетной точке по приземным картам давления можно получить по формуле [31]

$$W = \frac{4.84(\Delta p/d)}{\sin \varphi} k_R k_{fr}, \quad (2.29)$$

где d – расстояние между изобарами, градусы меридиана; Δp – разность давления для соседних изобар, гПа; φ – широта точки расчета; k_R – коэффициент, учитывающий влияние центростремительных сил, т.е. учитывающий кривизну изобар; k_{fr} – коэффициент, учитывающий влияние сил трения.

Коэффициент k_R в этом случае определяется по формуле

$$k_R = 1 \pm \frac{1.91}{R \sin \varphi}, \quad (2.30)$$

где R – радиус кривизны изобар, градусы меридиана. Знак плюс в формуле (2.30) принимается при циклонической кривизне изобар, минус – при антициклонической. В случае, если радиус кривизны изобар превышает $10 \div 16$ градусов меридиана, то при определении средней скорости ветра R не учитывается.

Сила трения зависит от турбулентности потока, который в свою очередь определяется скоростью ветра и состоянием воздушных масс. Таким образом, коэффициент k_{fr} изменяется в зависимости от градиента давления, кривизны изобар и состояния

воздушных масс или разности температур воды и воздуха и определяется по табл. 2.8–2.10.

Направление ветра в расчетной точке на высоте 10 м в этом случае определяется углом (табл. 2.8) и отсчитывается от касательной к изобаре в сторону меньшего давления.

Таблица 2.8. Значения коэффициента k_{fr} и угла α° в зависимости от градации градиента давления и состояния атмосферы

Градация градиента давления		Состояние атмосферы			
		устойчивое	слабоустойчивое	равновесное слабоустойчивое	неустойчивое
k_{fr}	I	1.79	1.56	1.37	1.20
	II	2.22	1.75	1.47	1.28
α	I	20...25	15	10	5
	II	15	10	5	5

Таблица 2.9. Градации градиента давления

φ°	$\Delta p/d$ или d	Градация градиента давления
20...40	7.5±1.3	I
	1.3±0.6	II
40...60	3.9±1.4	I
	1.4±0.5	II
60...70	2.9±1.8	I
	1.8±0.4	II

Таблица 2.10. Определение состояния атмосферы

Состояние атмосферы	Разность температур вода–воздух, °С
Устойчивое	– 0.5
Слабоустойчивое	от –0.5 до –0.1 от 0 до 2.0
Равновесное или слабоустойчивое	
Неустойчивое	2.0

Для расчета характеристик ветра по синоптическим картам в инженерной практике, в том числе для расчета параметров ветровых волн и нагрузок на гидротехнические сооружения, а также для определения зон затопления побережий при штормовых нагонах рекомендуется [21, 24] использовать расчетную скорость градиентного ветра на верхней границе планетарного пограничного слоя с последующим определением расчетной скорости ветра в приводном слое.

Значение средней скорости ветра над водной поверхностью в расчетной точке (или в ряде точек) определяется по уравнению для градиентного ветра W , м/с, т.е. для ветра при отсутствии сил трения [21, 24]:

$$-\frac{\partial P}{\partial n} + \rho_a f W_g \pm \frac{\rho_a W_g^2}{R} = 0, \quad (2.31)$$

где P – атмосферное давление; $\partial P / \partial n$ – барический градиент, сообщающий ускорение воздушному потоку и являющийся основной силой, вызывающей движение; f – параметр Кориолиса; R – радиус кривизны

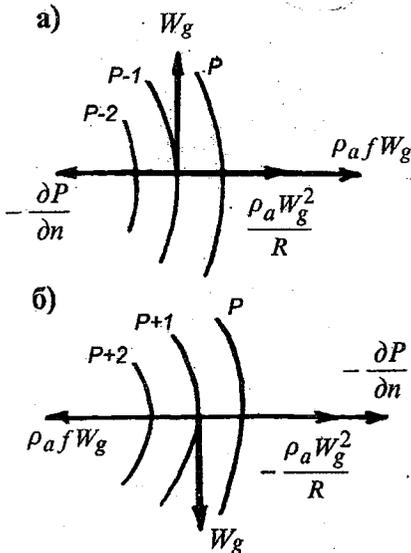


Рис. 2.9. Направление градиентного ветра и действующих сил в циклоне (а) и антициклоне (б).

изобар; ρ_a – плотность воздуха. Второй член уравнения (2.31) представляет собой силу Кориолиса, под действием которой воздушный поток получает поворотное ускорение, направленное под прямым углом к направлению ветра. Третий член (2.31) – центробежная сила, направленная по радиусу от центра циклонического образования, т.е. знак “+” соответствует циклоническому образованию, а знак “-” – антициклоническому.

Для циклонической кривизны изобар (рис. 2.9 а), когда барический градиент уравновешивает силы Кориолиса и центробежную (скорость движения потока воздуха направлена по касательной к изобаре против часовой стрелки в северном полушарии и по часовой – в южном), уравнение (2.31), удовлетворяющее условию $W_{gц} = 0$ при $\partial P / \partial n = 0$, имеет вид

$$W_{gц} = -\frac{Rf}{2} + \left[\left(\frac{Rf}{2} \right)^2 + \frac{R}{\rho_a} \frac{\partial P}{\partial n} \right]^{1/2}. \quad (2.32)$$

Для антициклонической кривизны изобар (рис. 2.9 б), когда сила Кориолиса уравнивает силы барического градиента и центробежную (скорость движения воздуха в этом случае направлена по касательной к изобаре по часовой стрелке в северном полушарии и против – в южном), уравнение (2.31), удовлетворяющее условию $W_{ga} = 0$ при $\partial P / \partial n = 0$, имеет вид

$$W_{ga} = \frac{Rf}{2} - \left[\left(\frac{Rf}{2} \right)^2 - \frac{R}{\rho_a} \frac{\partial P}{\partial n} \right]^{1/2}. \quad (2.33)$$

Уравнение (2.33), согласно [24], пригодно для расчетов скорости ветра при условии, что $\partial P / \partial n \leq (Rf^2 \rho_a) / 4$ и скорость ветра не превышает максимально возможного значения $W_{gц, \max} = 2Rf$.

Уравнения (2.32) и (2.33) служат основой для определения скорости ветра над водной поверхностью при циклонической и антициклонической кривизне изобар по известному градиенту атмосферного давления, определенному по приземным синоптическим картам.

Известно, что скорость ветра в циклоне, как правило, больше, чем в антициклоне, так как в циклонических образованиях барические градиенты обычно превышают их значения в антициклонах. Уравнение (2.32) можно переписать, используя известные значения плотности воздуха $\rho_a = 1.25 \text{ кг/м}^3$ (при $t_a = 10 \text{ }^\circ\text{C}$), скорости углового вращения Земли $\Omega = 7.29 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$, длины градуса меридиана, равной 111 км, в следующем виде [21]:

$$W_g = a_1 R \cdot \sin \varphi + \sqrt{(a_1 R \cdot \sin \varphi)^2 + a_2 (R/d)}, \quad (2.34)$$

где d – расстояние между изобарами, проведенными через $\Delta p = 0.5 \text{ кПа}$; R – радиус кривизны изобар в градусах меридиана;

a_1, a_2 – размерные параметры, равные соответственно 8.09 м/(с·град. меридиана) и 407 м²/с².

Переход от скорости градиентного ветра к расчетной скорости ветра $W_{\text{ц}}$ осуществляется с использованием соотношения (2.3) и трансцендентного уравнения [24]:

$$W_{\text{ц}} = \frac{v_*}{\alpha} \left[\left(\ln \frac{v_*}{fz_0} - B \right)^2 + A \right]^{1/2}, \quad (2.35)$$

где A и B – эмпирические параметры, зависящие от температурной стратификации атмосферы.

Угол поворота ветра в приводном слое относительно градиентного, направление которого совпадает с осью x , определяется по формуле

$$\sin \alpha = -\frac{A}{\alpha} \frac{v_*}{W_{\text{ц}}}. \quad (2.36)$$

Расчеты по формуле (2.32) показывают, что для океанских условий направление ветра отклоняется в среднем на угол $\alpha = 15^\circ$ от изобар в сторону низкого давления.

На основании теории градиентного ветра и теории пограничного слоя для определения расчетной скорости ветра в средних и высоких широтах на высоте 10 м над водной поверхностью с учетом его пространственного распределения построен график (рис. 2.10) зависимости скорости ветра от радиуса кривизны изобар R и расстояния между изобарами d , проведенными через 5 гПа (R и d в градусах меридиана) для различных условий стратификации (левая шкала на графиках для определения W при нейтральной стратификации атмосферы, а правая – при неустойчивой) [21].

Для определения расчетной скорости ветра по данным синоптических карт для условий слабонеустойчивой температурной стратификации, т.е. при $t_w > t_a$, что обычно наблюдается при развитии ветрового потока над морем или океаном, можно также использовать номограмму приложения 4*, рекомендуемого СНиП [32]. Для условий слабоустойчивой или нейтральной стра-

тификации (при $t_w \leq t_a$) может быть использована номограмма, приведенная в работе [24]. Расчетные скорости ветра по этим номограммам определяются для заданной географической широты по расстоянию между изобарами (в морских милях) и радиусу кривизны изобар (в морских милях). При этом следует учитывать, что направление ветра отклоняется на угол 15° от касательной к изобаре в сторону низкого давления.

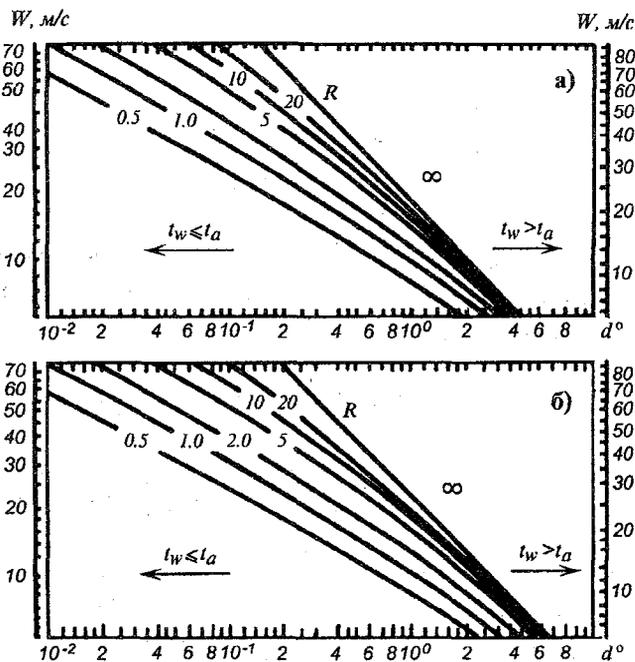


Рис. 2.10. Графики для определения скорости ветра на высоте 10 м над водной поверхностью [16].
 а - для $\varphi \geq 50^\circ$; б - для $35^\circ \leq \varphi \leq 49^\circ$ (R и d в градусах меридиана);
 t_w и t_a - температура воды и воздуха.

Скорость ветра над морем в антициклоне, обычно не превышающую более чем на 10 % скорости геострофического ветра, согласно [16], без больших погрешностей допускается определять по номограмме приложения 4* СНиП [32] для случая прямолинейных изобар, т.е. при $R = \infty$.

Продолжительность действия ветра зависит от размера области разгона, скорости перемещения циклона и взаимной ориентации направлений движения циклона и распространения волн. При несовпадении этих направлений для определения продолжительности действия ветра необходим анализ каждой конкретной ситуации. Наиболее опасные ситуации, при которых наблюдаются максимальные волны в районе порта или в районе эксплуатации других гидротехнических сооружений, возможны при совпадении направлений перемещения циклонического образования и распространения волны, особенно при примерном равенстве скорости перемещения циклона и расчетной средней групповой скорости волн \bar{c}_{gr} , которая приближенно может быть определена как $\bar{c}_{gr} = 0,35c$ (c – скорость распространения волн в конце области разгона). Кроме того, наиболее опасные ситуации могут наблюдаться и в том случае, если область разгона непосредственно примыкает к районам порта или других гидротехнических сооружений, поскольку в этом случае отсутствует область затухания волн. Наблюдения показывают, что последний случай более значим для формирования ветрового волнения в таких районах.

При предварительном определении элементов волн среднее значение разгона X (м) для скорости ветра W (м/с), согласно СНиП [32], определяется по формуле

$$X = 5 \cdot 10^6 W^{-1}, \quad (2.37)$$

или наиболее вероятное значение предельного разгона $X_{пр}$ допускается принимать для заданной расчетной скорости ветра по табл. 2.11.

Таблица 2.11. Значения предельного разгона $X_{пр}$ [32]

W м/с ...	20	25	30	40	50
X км ...	1600	1200	600	200	100

2.4. Расчет элементов ветровых волн

Нагрузки и воздействия волн на гидротехнические сооружения зависят прежде всего от того, на какой глубине они располагаются. Глубина моря при этом увязывается с такими параметрами, как средняя длина волны $\bar{\lambda}$, средняя высота волны \bar{h} , критическая глубина $H_{кр}$, соответствующая первому обрушению волны при подходе ее к берегу, глубина $H_{обр}$, соответствующая последнему обрушению волны, или глубина обрушения. При расчете параметров волн рассматривается либо развивающееся или неустановившееся волнение, т.е. волнение с изменяющимися параметрами во времени, либо установившееся волнение, когда средние элементы волн не зависят от времени, что имеет место при постоянных скоростях ветра, его направлении и большой продолжительности его действия. Таким образом, для обеспечения проектирования гидротехнических сооружений необходимо в первую очередь рассчитать высоту, длину и период волн заданной обеспеченности в расчетной точке около сооружения, а при строительстве порта эти же параметры и на огражденной акватории. В качестве исходных данных обычно принимаются средние значения высоты, длины и периода волн на глубокой воде, рассчитанные по характеристикам ветра.

Теоретическое описание внутренней кинематической структуры волнового движения жидкости решается в рамках двух основных направлений – гидродинамического и спектрального. При решении задач гидродинамики рассматривается процесс, в котором периодичность ветрового волнения считается главным, определяющим фактором. Поэтому различные гидродинамические теории волн рассматривают идеализированные, установившиеся волны. Спектральная теория позволяет описать внутреннюю структуру случайного (нерегулярного) ветрового волнения, как трехмерного, так и идеализированного двумерного [39].

Наибольшее число задач расчета параметров волн для целей гидротехнического строительства решено методами классической

гидродинамики, чему способствовало использование широких возможностей сопоставления и взаимного контроля результатов, полученных теоретическим путем и с помощью лабораторного моделирования. Значительно упрощает решение задачи использование линейной теории волн – теории волн малой амплитуды. Однако получаемые при этом результаты расчетов в некоторых случаях не соответствуют данным наблюдений. Это выражается в несовпадении расчетного профиля волны с наблюдаемым в лаборатории и в природе. Кроме того, эта теория не позволяет получить характеристики переносного волнового течения, учет которого очень важен при исследовании возможного подмыва основания гидротехнических сооружений и перемещения наносов в прибрежной зоне. Тем не менее, теория волн малой амплитуды широко используется для предварительных оценок и установления основных характеристик волнового движения и может служить основой для статистического описания волн и связанного с ними движениями воды в штормовых условиях.

В практике решения инженерных задач используется и теория одиночных волн, представляющих собой отдельные возвышения поверхности, перемещающиеся без изменения формы с постоянной скоростью и состоящие из одного гребня конечной высоты и бесконечной длины. Используется эта теория в основном для расчета сооружений, расположенных в прибойной зоне.

При более точном подходе к решению инженерных задач и, в частности, для расчета давления воды на гидротехнические сооружения (молы, волноломы и т.д.) применяются теории трохoidalных волн и нелинейная потенциальная теория установившихся волн конечной амплитуды, впервые рассмотренная Стоксом. Теория волн Стокса уже на уровне второго приближения объясняет практически все основные черты регулярной волны на глубокой и мелкой воде. Она позволяет, кроме того, подойти к теоретическому изучению структуры трехмерного волнового движения, возникающего, в частности, при отражении от стенки косо подходящих волн.

Статистическая обработка волнографных наблюдений и применение спектрального анализа к изучению ветрового волнения, рассматриваемого как квазистационарный случайный

процесс, позволили установить важные закономерности в формировании волн как в открытом море, так и в прибрежной зоне. С помощью методов спектральной теории также решены и такие задачи, имеющие прикладной характер, как расчет рефракции волн на мелководье, расчет волнения на акватории порта, определение воздействия волн на различные гидротехнические сооружения.

При расчете гидротехнических сооружений для глубоководной и мелководной зон, в инженерной практике часто используется и способ расчета параметров волнения, основанный на эмпирических зависимостях элементов волн от основных волнообразующих факторов.

В результате, общее состояние теории волн в настоящее время позволяет получать материал, необходимый для обоснованного проектирования и расчета морских сооружений с учетом воздействия на них ветровых волн. Основным из них является определение расчетных элементов волн около сооружений: высот от 1 до 10 %-ной обеспеченности, средних длин волн, функций распределения крутизны волн и другие.

Теории морских волн и их формирование подробно изложены в многочисленных монографиях (например, [20, 21]), учебниках [8, 39] и изучаются в курсе "Динамика океана". Поэтому далее будем использовать только необходимые уравнения, выводы и пояснения к ним, на основе которых выполняется расчет параметров волн и волновых нагрузок на гидротехнические сооружения, принятые в соответствующих нормативных документах.

Расчеты элементов волн на прибрежных акваториях проводятся с учетом деления бассейна по глубине на несколько зон (см. рис. 2.3) и производится обычно поэтапно. Вначале определяются параметры волн на глубокой воде, затем путем учета трансформации и рефракции волн при распространении их в сторону берега рассчитываются характеристики волнения около сооружения, а на защищенной сооружением акватории – параметры волн, испытывающие дифракцию.

Прежде, чем рассматривать методы расчета элементов волнового режима и нагрузок волн на гидротехнические сооруже-

ния, расположенные в различных зонах прибрежной полосы коротко остановимся на теориях волн, используемых при инженерных расчетах.

2.4.1. Основные теории волн, используемые при расчетах параметров волнения

В зависимости от поставленной задачи расчет волнения производится с различной полнотой освещения, необходимой для определения наиболее неблагоприятных условий хозяйственной деятельности в прибрежной зоне и в открытой части моря при опасной гидрометеорологической обстановке. Полученные характеристики волнения должны быть согласованы с методами расчета волновых нагрузок на различного типа сооружения, перемещения наносов, заносимости акваторий и пр.

При предварительных инженерных расчетах часто применяется теория волн малой амплитуды (теория волн Эри, впервые разработанная в 1845 г.). Теория волн малой амплитуды построена на представлении о синусоидальном профиле волны и малости высоты волны h по сравнению с ее длиной λ и глубиной моря H . Строго говоря, и это уже отмечалось, что теория волн малой амплитуды не применима к волнам, характерным для условий, при которых должно рассчитываться морское гидротехническое сооружение, но тем не менее для предварительных оценок она широко используется.

Согласно этой теории, превышение уровня моря $h(t)$, горизонтальная v_x и вертикальная v_z составляющие скорости частиц жидкости записываются в следующем виде [11]:

$$\eta(t) = \frac{h}{2} \cos(kx - \omega t),$$

$$v_x = \frac{h\omega}{2} \frac{\operatorname{ch}(kz)}{\operatorname{sh}(kH)} \cos(kx - \omega t), \quad (2.38)$$

$$v_z = \frac{h\omega}{2} \frac{\operatorname{sh}(kz)}{\operatorname{sh}(kH)} \sin(kx - \omega t),$$

где k – волновое число ($k = 2\pi/\lambda$); ω – круговая частота ($\omega = 2\pi/t$). Начало координат выбрано на дне, ось z направлена вертикально вверх, ось x – по потоку.

Горизонтальная a_x и вертикальная a_z составляющие ускорения движения частиц жидкости могут быть приближенно определены как

$$a_x = (\partial v_x / \partial t), \quad a_z = (\partial v_z / \partial t), \quad (2.39)$$

тогда

$$\begin{aligned} a_x &= \frac{\omega^2 h}{2} \frac{\operatorname{ch}(kz)}{\operatorname{sh}(kH)} \sin(kx - \omega t), \\ a_z &= \frac{\omega^2 h}{2} \frac{\operatorname{sh}(kz)}{\operatorname{sh}(kH)} \cos(kx - \omega t). \end{aligned} \quad (2.40)$$

Для глубоких акваторий при $kH > \pi$ или $H/\lambda \geq 0.5$ имеем:

$$\begin{aligned} v_x &= \frac{\omega h}{2} e^{k(z-H)} \cos(kx - \omega t), \\ v_z &= \frac{\omega h}{2} e^{k(z-H)} \sin(kx - \omega t), \end{aligned} \quad (2.41)$$

а для мелких акваторий (при $kH < 0.1 \pi$ или $H/\lambda < (1/20)$) из теории волн Эри имеем $\omega^2 = gHk^2$ и тогда можно записать:

$$\begin{aligned} v_x &= \frac{\omega h}{2} \cos(kx - \omega t), \\ v_z &= \frac{\omega h}{2} \sin(kx - \omega t). \end{aligned} \quad (2.42)$$

Для более точных расчетов рекомендуется использовать теорию волн конечной амплитуды (теорию волн Стокса, впервые сформулированную в 1847 г.). Основная идея этой теории состоит в разложении уравнения волновой поверхности в ряд и определении коэффициентов разложения из условий, удовлетворяющих соответствующим уравнениям гидродинамики для волн конечной амплитуды. Эта теория кроме движения частиц жидкости

в принципе позволяет получить постоянное поступательное движение в направлении распространения волны пропорциональное времени [8].

Выражение для отклонение уровня свободной поверхности может быть записано в соответствии с теорией волн Стокса пятого порядка в следующем виде [11]:

$$\eta = \frac{1}{k} \sum_{n=1}^5 F_n \cos(kx - \omega t), \quad (2.43)$$

где F_n – параметры формы волны, зависящие от kH и задаваемые таблично [42] (некоторые из них приведены в [11]).

Уравнения для определения горизонтальных и вертикальных составляющих скорости и ускорения частиц жидкости в этом случае принимают вид:

$$v_x = \frac{\omega}{k} \sum_{n=1}^5 G_n \frac{\text{ch}(nkz)}{\text{sh}(nkH)} \cos n(kx - \omega t), \quad (2.44)$$

$$v_z = \frac{\omega}{k} \sum_{n=1}^5 G_n \frac{\text{sh}(nkz)}{\text{sh}(nkH)} \sin n(kx - \omega t),$$

$$a_x = \frac{kc^2}{2} \sum_{n=1}^5 R_n \sin n(kx - \omega t), \quad (2.45)$$

$$a_z = -\frac{kc^2}{2} \sum_{n=1}^5 S_n \cos n(kx - \omega t),$$

где c – скорость распространения волны и в данном случае определяется из выражения

$$c = \sqrt{\frac{g}{k} (1 + a^2 c_1 + a^4 c_2)} \text{th}(kH). \quad (2.46)$$

В уравнениях (2.44) – (2.46) G_1, G_2, \dots, G_5 – параметры скорости волны, зависящие от параметра kH (задаваемые таб-

лично) [42]; R_n и S_n – параметры, зависящие от коэффициентов составляющих скорости частиц воды ($U_n = G_n [\text{ch}(nkz)/\text{sh}(nkH)]$, $V_n = G_n$), определяемых расчетным путем; c_1 , c_2 – параметры частоты волны, зависящие от отношения h/λ (табличные) [42]; a – параметр высоты волны, который связан с параметрами формы волны F_n соотношением [11]

$$kH = 2 \left[a + a^3 F_{33} + a^5 (F_{35} + F_{55}) \right]. \quad (2.47)$$

Применение этой теории имеет смысл при $H/\lambda > 0.1$, поскольку сходимость рядов разложения ухудшается с уменьшением глубины моря.

Для акваторий с меньшими глубинами (при $H/\lambda < 0.1$) удовлетворительные результаты можно получить при использовании теории кноидальных волн Кортвега–де Фриза (впервые была предложена в 1895 г.). Согласно теории кноидальных волн, распространяющихся на мелководье, горизонтальная скорость и ускорение частиц воды не изменяются по глубине. Следовательно, и погонная волновая нагрузка при дальнейших расчетах волнового давления оказывается постоянной по высоте сооружения. При применении этой теории расчетные зависимости выражаются через эллиптические функции и интегралы [35]. Теория кноидальных волн при построении первого приближения предполагает относительную малость отношения h/H и возможность пренебрежения квадратом этого отношения (в теории волн малой амплитуды малыми считаются и первые степени этого отношения).

Профиль кноидальной волны (волны являются периодическими) описывается выражением [11]

$$\eta = \eta_{\min} + h \text{Cn}^2(kx - \omega t, m), \quad (2.48)$$

где h – отклонение волновой поверхности от уровня спокойного моря в точке (x, z) в момент времени t ; η_{\min} – отклонение уровня, соответствующее подошве волны; Cn – эллиптическая функция Якоби с модулем m ($0 \leq m < 1$), связанным с высотой h , длиной λ волны и с глубиной моря H соотношением

$$mK = \frac{3}{16} \frac{h\lambda^2}{H^3}, \quad (2.49)$$

где K – полный эллиптический интеграл, также зависящий от модуля m , выбирается из специальных таблиц (например, [11]).

Величина h_{\min} в (2.48) определяется через высоту волны h по формуле

$$\frac{\eta_{\min}}{h} = \frac{K(1-m) - E}{mk}, \quad (2.50)$$

где E – параметр (полный эллиптический интеграл второго рода), зависящий от модуля m (определяется по таблицам [11]).

При $m = 1$ профиль волны полностью располагается над уровнем спокойного моря, что соответствует предельному случаю – одиночной волне.

Горизонтальная составляющая скорости при использовании теории кноидальных волн может быть получена из выражения

$$v_x = \sqrt{g/H} \eta, \quad (2.51)$$

а для горизонтальных ускорений частиц жидкости в условиях мелководья, определяемых как

$$a_x = \frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x}; \quad (2.52)$$

после соответствующих преобразований для производных от эллиптических функций можно записать следующее выражение:

$$a_x = \pm 2kh(c - v_x) \sqrt{g/h} A, \quad (2.53)$$

где $c = \omega/k$ – скорость распространения волны; A – параметр, определяемый как

$$A = \sqrt{\frac{\eta - \eta_{\min}}{h}} \left(1 - \frac{\eta - \eta_{\min}}{h} \right) \left(1 - m + m \frac{\eta - \eta_{\min}}{h} \right). \quad (2.54)$$

Положительное значение a_x соответствует $0 < \theta \leq K$, а отрицательное – $K < \theta \leq 2K$ ($\theta = kx - \omega t$).

Таким образом, обобщая все выше изложенное, можно констатировать, что теория волн Эри, основанная на положении о малости высоты волн по сравнению с их длиной и с глубиной акватории, применяется обычно при предварительных расчетах. Для более точных расчетов следует использовать теорию волн Стокса при условии, что отношение глубины акватории к длине волны

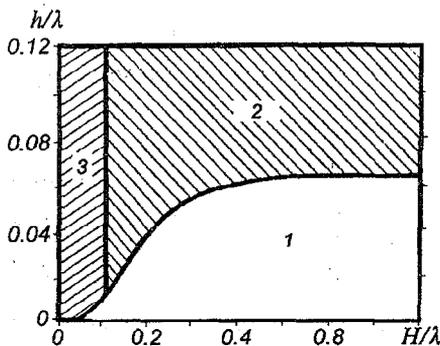


Рис. 2.11. Диаграмма применимости теории волн малой амплитуды (1) с погрешностью до 10 % по сравнению с более точными теориями конечной амплитуды (2) и кноидальных волн (3).

больше 0.1. Для более длинных волн обычно рекомендуется применение теории кноидальных волн. На рис. 2.11 показаны области применения рассмотренных волновых теорий при произвольно принятой погрешности 10 % по значению высоты гребня волны. Выполненные численные эксперименты показывают, что основной особенностью более точных теорий – теории волн Стокса и кноидальной теории –

является предсказываемая при их использовании более высокая отметка гребня волны по сравнению с рассчитанной по теории волн Эри. Последняя может быть использована в том случае, когда вычисленная с ее помощью высота гребня волны отличается от полученной по более точным теориям на величину, находящуюся в пределах заданной относительной погрешности.

Выбор той или иной теории волн при расчете морских гидротехнических сооружений на воздействие регулярных волн определяется типом конструкции сооружения, видом рассматриваемого сооружения, простотой использования ее в инженерных расчетах, применимостью данной теории волн для корректного описания характеристик волнового движения в различных волновых зонах [39]. При расчете сооружений больших поперечных размеров, для которых волновые нагрузки определяются инерционными силами, зависящими от ускорения частиц воды, широкое применение нашла линейная теория волн малой амплитуды. При

расчете сквозных сооружений, для которых решающий вклад в значения волновых нагрузок вносит скоростная составляющая, зависящая от скоростей орбитального движения частиц воды, наиболее часто применяется теория волн конечной амплитуды. Таким образом, при расчете нагрузок от волн на сооружения применимость той или иной теории волн определяется в основном тем, насколько правильно теория описывает кинематические характеристики последних в зоне расположения сооружения, и это может быть определено лишь на основе сопоставления различных теорий с результатами экспериментальных исследований.

2.4.2. Расчет элементов ветровых волн при их подходе к мелководью

Для определения элементов волн на глубокой воде предложено большое число эмпирических формул, используемых при инженерных расчетах. Не во всех случаях они позволяют получать точные результаты, более того в некоторых случаях можно получить результаты со значительным расхождением в рассчитанных параметрах волн. Отчасти это объясняется и различием конкретных условий, для которых эмпирические формулы были разработаны. В инженерных приложениях кроме эмпирических используются и теоретические методы, большинство из которых основывается на решении уравнения баланса энергии волн. Разработана также и методика расчета параметров ветрового волнения на основе спектральной теории волн, позволяющая учесть сложный характер реального нерегулярного волнения.

Выражение для расчета элементов ветровых волн, базирующееся на уравнении баланса энергии волн, в спектральной форме записывается по Хассельману в виде [24]

$$\frac{dS}{dt} = \alpha(\mathbf{k}) + \beta(\mathbf{k}) - D + N, \quad (2.55)$$

где t – время; \mathbf{k} – вектор волнового числа; $S(\mathbf{k}, L, t)$ – пространственно-временной спектр волновых чисел, характеризующий рас-

пределение удельной энергии волновых составляющих в интервале волновых частот от k до $k+dk$; L – горизонтальная координата; $\alpha(k)$ – параметр, соответствующий резонансному механизму Филлипса; $\beta(k)$ – параметр, соответствующий механизму индуцированного взаимодействия Майлза; D – потери энергии на диссипацию; N – нелинейные взаимодействия в спектре.

Физический смысл резонансного механизма заключается в следующем. При турбулентном воздушном потоке созданное случайное распределение давления над водной поверхностью распространяется с некоторой характерной скоростью. При перемещении поля давления с той же скоростью, что и скорость распространения волн, и при распределении давления в противофазе с ходом уровня (пониженному давлению отвечает повышенный уровень, и наоборот) происходит резонансный рост волн. Спектральные составляющие при этом возрастают со временем по линейному закону.

Под действием механизма индуцированного взаимодействия спектральные составляющие возрастают со временем по экспоненциальному закону и его сущность заключается в следующем. В подвижной системе координат, перемещающейся с фазовой скоростью волн в направлении их распространения, воздушный поток, характеризующийся в начальный момент времени логарифмическим профилем скорости, с течением времени преобразуется. Выше некоторого уровня $z > z_c$ он начинает обгонять волны. На уровне z_c , называемом *уровнем совпадения*, частицы воздуха неподвижны относительно волнового профиля, т.е. $V_c = c$. Ниже этого уровня воздушный поток движется в направлении, противоположном распространению волн, и отстает от них. Циркуляционное движение возникает вблизи уровня z_c вокруг практически неподвижного слоя, ядро которого смещено от вершины гребня по направлению распространения волн. Линии тока приобретают асимметричное относительно профиля волн распределение, т.е. они сближены перед гребнем и разрежены за ним. Энергия передается волнам за счет колебаний давления, изменяющегося в фазе с наклоном водной поверхности.

Основными факторами, обуславливающими диссипацию энергии D в спектре волн являются турбулентная вязкость и обрушение гребней волн. Результаты сопоставления числовых оценок нелинейного взаимодействия N для случая, когда волны развиваются от прямолинейного берега с результатами натурального эксперимента показали необходимость учета нелинейных процессов.

Уравнение баланса (2.55) можно решить аналитически лишь для идеализированных случаев, например, когда пренебрегают нелинейным членом N , что допустимо на самых начальных стадиях развития волн. Во всех других случаях уравнение (2.55) решается численно.

Подробно вывод всех приведенных выше и некоторых встречающихся далее соотношений, а также аналитические выражения для параметров $\alpha(k)$ и $\beta(k)$ в (2.55) приведены в практическом руководстве [24].

Для простых условий волнообразования, т.е. для условий, при которых элементы волн зависят только от основных волнообразующих факторов: скорости W и продолжительности его действия t , длины разгона X и глубины места H – при установившемся и неустановившемся волнении в глубоком и мелком морях получены полуэмпирические зависимости средней высоты \bar{h} и среднего периода волны \bar{T} . При этом различают четыре случая:

- скорость ветра постоянна во времени и на разгоне;
- скорость ветра постоянна во времени, но переменна на разгоне;
- скорость ветра постоянна на разгоне, но переменна во времени.
- скорость ветра переменна и на разгоне, и во времени.

В случае простых условий волнообразования для средней высоты \bar{h} и среднего периода \bar{T} волны выбрана система определяющих параметров в виде W, t, X, H, ρ_a, ρ (ρ_a – плотность воздуха; ρ – плотность воды) и на основе теорий подобия и размерностей составлены следующие безразмерные зависимости:

$$\frac{g\bar{h}}{W^2} = F_1\left(\frac{gt}{W}, \frac{gX}{W^2}, \frac{gH}{W^2}, \frac{\rho}{\rho_a}\right), \quad (2.56)$$

$$\frac{g\bar{v}}{W} = F_2\left(\frac{gt}{W}, \frac{gX}{W^2}, \frac{gH}{W^2}, \frac{\rho}{\rho_a}\right).$$

Для установившегося ветрового волнения на глубокой воде при $\rho/\rho_a = \text{const}$ соотношения (2.56) могут быть записаны как

$$g\bar{h}/W^2 = F_3(gX/W^2), \quad g\bar{v}/W = F_4(gX/W^2). \quad (2.57)$$

В результате функции, аппроксимирующие натурные и лабораторные данные, имеют вид

$$\frac{g\bar{h}}{W^2} = 0.16 \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + 6 \cdot 10^{-3} \sqrt{gX/W^2}} \right]^2 \right\}, \quad (2.58)$$

$$\frac{g\bar{v}}{W} = 2\pi \cdot 3.1 \left(\frac{g\bar{h}}{W^2} \right)^{0.625}. \quad (2.59)$$

На основании эмпирических зависимостей параметров волн от основных волнообразующих факторов и теоретических соображений построена номограмма для определения параметров волн (рис. 2.12) [28, 32] по относительным разгону и продолжительности ветра при его постоянной скорости на разгоне (или участке разгона) и во времени (или в некоторый его период). На рис. 2.12 верхняя огибающая кривая, рассчитанная по формуле (2.58) относится к случаю глубокого моря. Шкала периодов номограммы рассчитана по формуле (2.59). Семейство кривых с параметрами gH/W^2 соответствует случаю мелкого моря.

Для удобства расчетов на графике (см. рис. 2.12) ось gt/W совмещена со осью gX/W^2 . Если величина gt/W лежит левее величины gX/W^2 , то волнение неустановившееся и расчет ведется по времени t по верхней огибающей кривой для условий глубо-

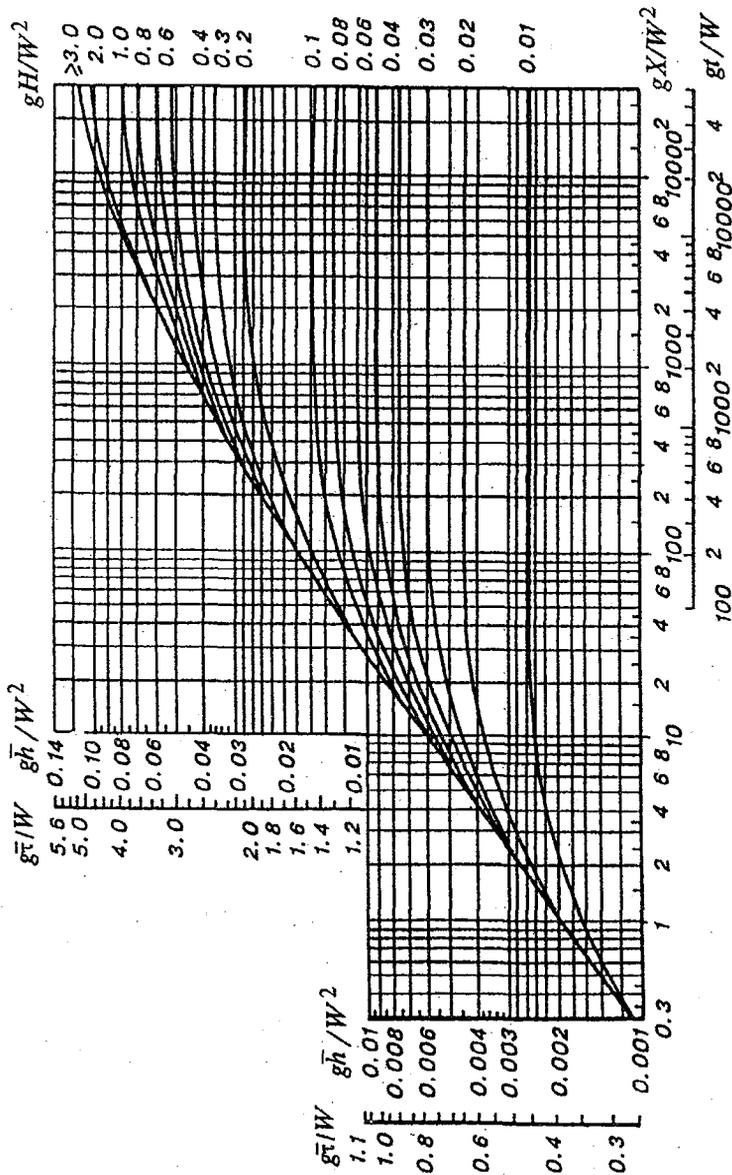


Рис. 2.12. Номограмма для определения параметров волн в глубоководной и мелководной зонах.

кого моря. По значению gt/W на вертикальных осях с левой стороны определяются безразмерные величины $g\bar{h}/W^2$ и $g\bar{\tau}/W$, а затем и значения \bar{h} и $\bar{\tau}$. Длина волны в глубоководной зоне рассчитывается по известному значению $\bar{\tau}$ по формуле

$$\bar{\lambda}_0 = g\bar{\tau}^2 / 2\pi \quad (2.60)$$

или

$$\bar{\lambda}_0 = 1.56 \bar{\tau}^2. \quad (2.61)$$

Если величина gt/W лежит правее величины gX/W^2 , то волнение установившееся и расчет элементов волн выполняется по длине разгона.

Если при расчетах значения относительных величин gX/W^2 и gt/W выходят за пределы значений по осям (см. рис. 2.12), для определения средней высоты волны \bar{h} используется ее предельное значение $\bar{h}/W^2 = 0.016$, т.е. случай предельного развития ветровых волн.

При переменных скоростях ветра во времени и пространстве рассчитываются их эквивалентные значения по предварительно выделенным дискретным интервалам времени и участкам разгона, в пределах которых скорость ветра изменяется не более чем на 4 м/с, а направление ветра – не более чем на 22.5°.

Так, при постоянной скорости ветра во времени, но переменной на разгоне последний разбивается на m участков (могут быть различной протяженности) с таким расчетом, чтобы в пределах каждого участка скорость ветра изменялась бы не более чем на 4 м/с. Для этих участков определяются средние скорости ветра и в итоге вычисляется эквивалентная скорость ветра ($\tilde{W}_{x,m}$) для всего разгона

$$\tilde{W}_{x,m} = \left(\frac{\bar{W}_1^4 \Delta x_1 + \bar{W}_2^4 \Delta x_2 + \dots + \bar{W}_{m-1}^4 \Delta x_{m-1} + \bar{W}_m^4 \Delta x_m}{X} \right)^{1/4}, \quad (2.62)$$

где $\bar{W}_1, \dots, \bar{W}_m$ – средние скорости ветра на участках разгона; $\Delta x_1, \dots, \Delta x_m$ – длины участков разгона; X – разгон ветра.

По отношениям $gX/\bar{W}_{x,m}^2$ и gt/W_m по номограмме (см. рис. 2.12) определяются параметры волн (t – принятая продолжительность действия переменной на разгоне скорости ветра, W_m – скорость ветра в расчетной точке). Если скорость ветра на разгоне в направлении к расчетной точке уменьшается и при этом определено, что волнение установившееся, то на этом участке кроме ветровых волн могут появиться волны зыби и тогда на акватории будет наблюдаться смешанное волнение. При $g\bar{h}_m/\bar{W}_m^2 < 0.16$, несмотря на уменьшение скорости ветра, волны зыби не возникают (\bar{h}_m – высота волн у расчетной точки). Неравенство $(gX_m/\bar{W}_{x,m}^2) \cdot 10^2 \geq 6000$ свидетельствует о наличии волн зыби. Элементы смешанного волнения и параметры волн зыби определяются по самостоятельной методике, согласно [28]. Длина и период волн в этом случае определяются по волнам, имеющим большую высоту.

Другой способ определения параметров волн при переменной скорости ветра на разгоне, но постоянной во времени, который предлагается в руководстве [24], заключается в следующем. Длина разгона в этом случае делится на участки, в пределах которых скорость ветра изменяется не более чем на 5 м/с. Сначала для первого участка определяется отношение gX_1/W_1^2 и с помощью номограммы (см. рис. 2.12) величина $g\bar{h}_1/W_1^2$ и высота волны \bar{h}_1 . Далее для точки в начале второго участка определяется разгон, при котором высота волны будет равна ее значению при скорости ветра на втором участке, т.е. по отношению $g\bar{h}_1/W_2^2$ определяется $g\Delta X_1/W_2^2$. Полученный относительный разгон ΔX_1 суммируется с длиной второго участка разгона и по новому разгону определяется высота волны на втором участке, т.е. по сумме $g\Delta X_1/W_2^2 + (gX_2/W_2^2)$ с использованием той же номограммы (см. рис. 2.12) определяется отношение $g\bar{h}_2/W_2^2$ и высота волны \bar{h}_2 . Затем рассчитывается сумма $(g\Delta X_2/W_3^2) + (gX_3/W_3^2)$, по которой с

помощью номограммы определяется значение \bar{h}_3 , и т.д. по всем участкам разгона до расчетной точки.

При скорости ветра, постоянной на разгоне (разгон велик и не лимитирует развитие волн) и переменной во времени, параметры волн определяются после построения графика изменения скорости ветра за промежутки времени Δt от начала действия ветра t_0 до расчетного момента t_m , в течение которых скорость ветра изменяется не более чем на 4 м/с [28]. После определения средней скорости ветра за эти интервалы времени рассчитывается эквивалентная скорость ветра

$$\tilde{W}_{i,m} = \left(\frac{\bar{W}_1^3 \Delta t_1 + \dots + \bar{W}_m^3 \Delta t_m}{t_m - t_0} \right)^{1/3}, \quad (2.63)$$

а по величине отношения $g(t_m - t_0) / \tilde{W}_{i,m}$ определяются параметры волн (см. рис. 2.12). Если разгон ограничен, то для выбранных промежутков времени, согласно [28], определяются эквивалентные разгоны. При этом если эквивалентный разгон на какой-то период превышает фактический, то в качестве эквивалентного принимают фактический. Далее по графикам изменения скорости ветра на эквивалентных разгонах определяются средние скорости, а затем эквивалентная скорость ветра в соответствии с (2.63) и параметры волн с использованием той же номограммы. При этом также возможен случай образования волн зыби и смешанного волнения.

В том случае, когда скорость ветра переменна и на разгоне и во времени, должны быть определены средние скорости ветра в различные моменты времени и длины разгона волн. По этим характеристикам и по продолжительности действия ветра на различных участках эквивалентных разгонов, определенных по специальной таблице [28], определяются параметры волн в расчетной точке.

Расчет элементов волн при сложных условиях волнообразования, т.е. в условиях, при которых элементы волн определяются в зависимости от основных волнообразующих факторов, и с учетом контура береговой черты, наличия препятствий на пути распространения волн, местных особенностей рельефа дна и неравно-

мерности распределения ветра в пространстве, так же как и при простых, либо осуществляется на основе решения уравнения энергетического баланса волн, либо базируется на эмпирических соотношениях между элементами волн и волнообразующими факторами.

В том случае, когда понятие разгона волн неприемлемо, расчеты выполняются на основе анализа спектральной линейной модели формирования волн при простых условиях и обобщения этой модели на сложные условия [20]. С этой целью используется соотношение, связывающее квадрат средней высоты волн с угловым спектром $S(\theta; W, L)$ [20, 24]:

$$\bar{h}^2(W, L) = 2\pi \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} S(\theta; W, L) d\theta, \quad (2.64)$$

где θ – угол между лучом волны и направлением ветра.

С использованием формулы (2.64) и гипотезы о том, что угловой спектр в любой точке акватории при простых условиях волнообразования пропорционален $\cos^2\theta$, нарастание энергии каждой спектральной составляющей углового спектра пропорционально величине $\bar{h}^2(W, L)$ в рассматриваемой точке, умноженной на $\cos^2\theta$.

Таким образом, принимая для условий глубокого моря [24]

$$S(\theta; W, L) = f(W, L) \cos^2\theta,$$

с учетом (2.64) получим

$$f(W, L) = \frac{1}{\pi^2} \bar{h}^2(W, L),$$

и следовательно,

$$S(\theta; W, L) = \frac{1}{\pi^2} \bar{h}^2(W, L) \cos^2\theta. \quad (2.65)$$

Законы роста спектральных составляющих углового спектра волн для простых условий волнообразования возможно использовать и для сложных условий (сложного поля ветра и сложной формы береговой черты). С этой целью поле ветра заменяется совокупностью областей с различными, но постоянными на участках

скоростями ветра и к ним применяются полученные законы изменения энергии спектральных компонентов; при этом соблюдается условие непрерывности изменения энергии составляющих углового спектра. Функция углового распределения энергии в рассматриваемой точке при сложном контуре береговой черты записывается в этом случае следующим образом:

$$S[\theta; W, L(\theta)] = \frac{1}{\pi^2} \bar{h}^2 [W, L(\theta) \cos \theta] \cos^2 \theta, \quad (2.66)$$

а квадрат средней высоты

$$\bar{h}^2 = \frac{2}{\pi} \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} h^2 [W, L(\theta) \cos \theta] \cos^2 \theta \cdot d\theta. \quad (2.67)$$

При конкретных инженерных расчетах интегрирование в (2.67) заменяется суммированием

$$\bar{h} = \left\{ \frac{2}{\pi} \sum_n h_n^2 [W, L_n(\theta_n) \cos \theta_n] \cos^2 \theta_n \Delta\theta \right\}^{1/2}, \quad (2.68)$$

где n – номер луча, проведенного из расчетной точки до пересечения с береговой линией; θ_n – угол между лучом n и направлением ветра; $L_n(\theta_n)$ – длина отрезка луча с номером n ; $\Delta\theta$ – угол между соседними лучами (см. рис. 2.4).

Таким образом, при сложных условиях волнообразования среднюю высоту волн на глубокой воде можно определить с помощью функции углового распределения волновой энергии; тогда выражение (2.68) для определения высоты волны, например, по семи выбранным направлениям будет иметь вид

$$\bar{h} = 0.1 \left[25\bar{h}_0^2 + 21(\bar{h}_1^2 + \bar{h}_{-1}^2) + 13(\bar{h}_2^2 + \bar{h}_{-2}^2) + 3.5(\bar{h}_3^2 + \bar{h}_{-3}^2) \right]^{1/2}, \quad (2.69)$$

а для пяти направлений

$$\bar{h} = 0.1 \left[32\bar{h}_0^2 + 25(\bar{h}_1^2 + \bar{h}_{-1}^2) + 9(\bar{h}_2^2 + \bar{h}_{-2}^2) \right]^{1/2}, \quad (2.70)$$

где \bar{h}_n (при $n=0, \pm 1, \pm 2, \pm 3$) – средняя высота волн, которая определяется по расчетной скорости ветра и проекциям лучей на на-

правление главного луча, совпадающего с направлением ветра. Лучи проводятся из расчетной точки до пересечения с линией берега в направлениях $\theta = 22.5^\circ$ от главного луча для семи направлений или $\theta = 30^\circ$ для пяти. Числовые значения коэффициентов в (2.69) и (2.70) показывают долю волновой энергии, передаваемой соответственно по каждому из направлений.

При учете большого числа препятствий, линейные размеры которых значительно больше длины наблюдающихся волн, из расчетной точки в направлении подветренного берега и в пределах каждого n сектора от $\theta_n - (1/2)\Delta\theta$ до $\theta_n + (1/2)\Delta\theta$ проводятся лучи, касательные к препятствиям. В результате в n -м секторе получается k_n секторов с препятствиями и l_n секторов с промежутками между ними, тогда выражение для средней высоты волн записывается в виде [24]

$$\bar{h}_n = \left\{ \sum_{i=1}^{k_n} \chi_{ni} \bar{h}_{ni}^2 [W, L_{ni}(\theta_n) \cos \theta_n] + \sum_{j=1}^{l_n} v_{nj} \bar{h}_{nj}^2 [W, L_{nj}(\theta_n) \cos \theta_n] \right\}^{1/2}, \quad (2.71)$$

где χ_{ni} и v_{nj} — соответственно угловые размеры i -го препятствия и j -го промежутка между ними в пределах n -го сектора, отнесенные к углу $\Delta\theta^\circ$.

Расчеты по формуле (2.71) выполняются для каждого n -го луча волны. Если на каком-то из направлений θ волны не достигли установившегося состояния, в этом случае высота волн определяется не проекцией разгона, а продолжительностью действия ветра.

При расчете сооружений на воздействие волн в экстремальных штормовых условиях необходимо определение высоты волны i %-ной обеспеченности (в зависимости от класса сооружения) в системе волн на глубокой воде, что достигается умножением средней высоты волны \bar{h} на коэффициент k_i (см. рис., например, [17, 24, 32]), определяемый по безразмерной величине gX/W^2 .

При строительстве гидротехнических сооружений на глубокой воде необходимо определение и превышения вершины волны

над расчетным уровнем $\eta_{гр}$, которое при инженерных расчетах находят с помощью графика по верхней огибающей кривой безразмерной величины $\eta_{гр}/\bar{h}_i$ для конкретного значения $\bar{h}_i/g\bar{\tau}^2$, принимая в данном случае $H/\bar{\lambda}_0 = 0.5$ (см. рис., например в [17, 24, 32]). При установлении зависимости $\eta_{гр}/\bar{h}_i$ от $H/\bar{\lambda}_0$ для глубоководной зоны использовалась теория волн Стокса в третьем приближении, согласно которой $\eta_{гр}/\bar{h}_i = 0.676$.

Определенные таким образом параметры волн на глубокой воде (\bar{h} , $\bar{\lambda}_0$ и $\bar{\tau}$) служат исходными либо для определения воздействия волн с рассчитанными параметрами на сооружения, находящиеся в глубоководной зоне рассматриваемой акватории, либо для дальнейшего определения характеристик волнения в мелководной зоне, формирующегося в результате трансформации, рефракции и дифракции волн, пришедших из глубоководной зоны, и последующих расчетов их воздействия на сооружения, расположенные в мелководной зоне.

2.4.3. Расчет элементов ветровых волн в мелководной зоне

Согласно теории, развитие ветровых волн в море ограниченной глубины не всегда возможно с помощью резонансного механизма (2.55). Необходимым условием для проявления этого механизма, как указывалось выше, является равенство скорости ветра и фазовой скорости распространения волн. На мелководье такие условия не всегда наблюдаются, так как при малых глубинах развитие волн существенно ограничивается глубиной моря. Таким образом, начиная с некоторой глубины моря скорость ветра практически перестает влиять на элементы волн, развивающиеся на этой глубине. Кроме того, в мелководной зоне на формирование волнения оказывает дополнительное влияние рельеф дна, его шероховатость и проницаемость и конфигурация берегов. В результате действия дополнительных волнообразующих факторов на мелководье (при $H < 0.5\bar{\lambda}$) наблюдается трансформация волн,

т.е. изменение высоты и длины волн в пределах мелководной зоны акватории в случае одинаковой глубины по фронту волн и плавно изменяющейся глубины вдоль лучей, и, как следствие этого, изменяется характер волнения. При распространении в направлении уменьшающихся глубин трехмерный характер волнения постепенно заменяется двумерным. Происходит изменение длины волн и скорости их распространения.

В результате независимой рефракции (искривление фронта и изменение высоты бегущих волн на мелководье обусловлены плавным изменением глубины моря вдоль фронта волны) составляющих спектра волнения по направлениям происходит сужение углового спектра. Одновременно изменяются профиль волны, ее высота, траектории орбитальной скорости движения частиц, возрастает крутизна переднего склона волн и высота гребней.

Теоретические и экспериментальные исследования ветровых волн, распространяющихся из открытого моря на мелководье, позволили установить основные закономерности трансформации и рефракции нерегулярных волн. Отыскание аналитического решения уравнения баланса энергии волн для мелководной зоны достаточно трудная задача, поэтому для определения параметров волн на акваториях с малыми глубинами рассматривается ряд задач с некоторыми упрощениями. Мелководная зона в этом случае представляется как зона с медленно изменяющимися глубинами, пренебрегается трением о дно, обрушением волн и другими диссипативными членами. Поток волновой энергии считается заданным в некоторой точке и остается постоянным в направлении к берегу. С указанными упрощениями задача о трансформации волн на мелководье рассматривается в линейной постановке, что позволяет использовать классическое решение задачи о рефракции волн, а в спектральном представлении – рассматривать каждый спектральный компонент как монохроматическую волну [24]. Результаты исследований показали [22], что изменение средних высот нерегулярных волн в прибрежной зоне с изобатами, близкими к прямолинейным, отличается от соответствующего изменения высот регулярных волн. При косом подходе к берегу средняя высота нерегулярных волн испытывает меньшие изменения по сравнению с высотами регулярных волн. При фронтальном подходе

наблюдается обратная картина. Средний период волн при этом изменяется незначительно, а средняя длина нерегулярных волн уменьшается, так же как длина регулярных волн, но более плавно.

Для условий мелкого моря ($H < \bar{\lambda}/2$) при горизонтальном дне ($i < 0.001$), используя безразмерные зависимости, полученные ранее (2.56), можно записать

$$\frac{g\bar{h}}{W^2} = f\left(\frac{gX}{W^2}, \frac{gH}{W^2}\right), \quad (2.72)$$

тогда элементы волн установившегося волнения в этой зоне моря определяются по представленным на номограмме (см. рис. 2.12) семейством кривых для различных значений gH/W^2 . Горизонтальный участок этих кривых соответствует предельно развитому волнению в мелководной зоне. Таким образом, для определения элементов волн в мелководной зоне сначала рассчитывается безразмерная величина gH/W^2 (H – глубина в расчетной точке), а затем по кривой, соответствующей этому значению, определяются \bar{h} и $\bar{\tau}$.

При горизонтальном дне, т.е. при уклонах дна $i < 0.001$, можно использовать метод расчета параметров волн при их распространении по мелководью, в основе которого лежит положение о волновой лучевой трубке и распространении энергии внутри ее при условии пренебрежения потерями энергии.

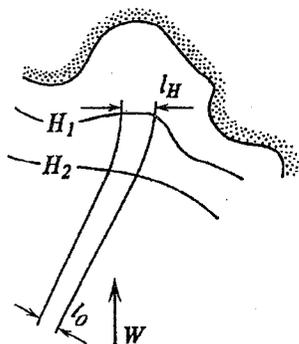
Согласно теории волн малой амплитуды, изменение длины волны и скорости ее распространения в зависимости от глубины описывается при условии постоянства периода выражением

$$\bar{\lambda}_H / \bar{\lambda}_0 = c_H / c_0 = \text{th}(kH), \quad (2.73)$$

где $\bar{\lambda}_0$, $\bar{\lambda}_H$, c_0 , c_H – средние длины и скорости распространения волн соответственно на глубокой воде и на глубине H ; k – волновое число.

Изменение высоты волн при распространении их по мелководью можно определить, рассматривая изменение удельной энергии между волновыми лучами, расстояние между которыми на глубокой воде и в мелководной зоне соответственно l_0 и l_H (рис. 2.13). Если принять уклоны дна достаточно малыми, что позво-

ляет пренебречь отражением волновой энергии, и считать пренебрежимо малым изменение энергии в горизонтальном направлении за счет дифракции или дисперсии, если к тому же пренебречь потерей энергии на трение и на просачивание за счет инфильтрации волнового движения в полужидкую массу взвешенных осадков у проницаемого дна моря, то постоянство потока энергии между волновыми лучами выразится равенством:



$$E_0 u_0 l_0 = E_N u_N l_N, \quad (2.74)$$

Рис. 2.13. Схема рефракции волнового луча в мелководной зоне.

где E_0 , E_N , u_0 , u_N , l_0 и l_N — удельная энергия волны на единицу ширины фронта, групповая скорость и ширина фронта волны соответственно на глубокой воде и в мелководной зоне на глубине H .

Так как энергия волны пропорциональна квадрату ее высоты, т.е.

$$E_0 = \frac{1}{8} \rho g \bar{h}_0^2, \quad E_N = \frac{1}{8} \rho g \bar{h}_N^2, \quad (2.75)$$

а выражения для групповой скорости в глубоком море u_0 и в море конечной глубины u_N соответственно имеют вид:

$$u_0 = \frac{1}{2} c_0, \quad (2.76)$$

$$u_N = \frac{1}{2} c_N \left[1 + \frac{2kH}{\text{sh}(2kH)} \right],$$

можно записать

$$\bar{h}_0^2 u_0 = \bar{h}_N^2 u_N \quad (2.77)$$

или

$$\bar{h}_N^2 / \bar{h}_0^2 = u_0 / u_N. \quad (2.78)$$

Используя выражения (2.73) и (2.76), получим:

$$\frac{u_H}{u_0} = \frac{\lambda_0}{\lambda_H} \left[1 + \frac{2kH}{\text{sh}(2kH)} \right], \quad (2.79)$$

а изменение высоты волны при распространении ее на мелководье, согласно (2.73)–(2.79), определится отношением

$$\bar{h}_H / \bar{h}_0 = \frac{1}{\left[\text{th}(kH) \left(1 + \frac{2kH}{\text{sh}(2kH)} \right) \right]^{1/2}} \left(\frac{l_0}{l_H} \right)^{1/2}. \quad (2.80)$$

В (2.80) первый множитель представляет собой коэффициент трансформации k_T

$$k_T = \frac{1}{\left[\text{th}(kH) \cdot \left(1 + \frac{2kH}{\text{sh}(2kH)} \right) \right]^{1/2}}, \quad (2.81)$$

который выражает изменение энергии волны в направлении уменьшающихся глубин и для определения которого построен график (рис. 2.14) его зависимости от относительной глубины моря $H/\bar{\lambda}_0$. Второй член уравнения (2.80) есть коэффициент рефракции k_p .

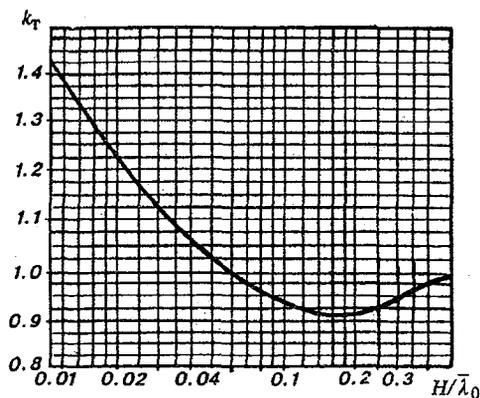


Рис. 2.14. График для определения коэффициента трансформации k_T .

$$k_p = \sqrt{l_0/l_H}, \quad (2.82)$$

определяемый обычно путем построения карты рефракции для лучей волн по одному или нескольким направлениям с использованием графика (рис. 2.15) для нахождения углов отклонения луча и последующего определения изменения расстояния между

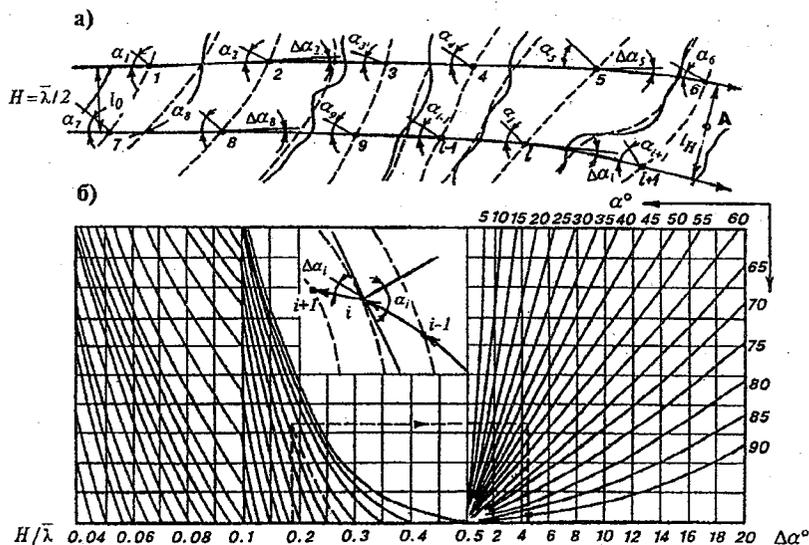


Рис. 2.15. Схема для определения коэффициента рефракции (а) и для построения плана рефракции (б).

смежными волновыми лучами при распространении волны по мелководью (см. рис. 2.13).

Полагая, что период волн в зоне трансформации остается таким же, как и в глубоководной зоне, можно записать

$$\bar{h}_H = k_T k_P \bar{h}_0. \quad (2.83)$$

Поскольку $\bar{h}_{0,i} = (k_{i\%})_0 \bar{h}_0$ и $\bar{h}_{H,i} = (k_{i\%})_H \bar{h}_H$, выражение (2.83) можно записать в следующем виде [4]:

$$\bar{h}_{H,i} = k_T k_P k_{i\%} k_{\Pi} \bar{h}_0, \quad (2.84)$$

где k_{Π} – обобщенный коэффициент потерь (табл. 2.12), учитывающий изменение функции распределения в зоне трансформации по сравнению с глубоководной зоной, т.е. учитывающий диссипацию энергии и определяемый по заданным значениям $H/\bar{\lambda}_0$ и уклона дна. При уклонах дна 0.03 и более значение k_{Π} принимается равным единице.

Приведенные выше соотношения получены на основе линейной теории волн. Учет нелинейных эффектов приводит, как показывают исследования, к некоторому уменьшению расчетных высот волн. Наибольшее влияние нелинейных эффектов на мелководье сказывается при расчетах длины волны и превышения ее вершины в результате трансформации волн.

Длина волн, перемещающихся из глубоководной зоны в мелководную, может быть выражена (используя теории подобия и размерностей) зависимостью

Таблица 2.12. Значение обобщенного коэффициента потерь k_{Π}

Относительная глубина $H/\bar{\lambda}_0$	Значения коэффициента k_{Π} при уклонах дна i	
	$i=0.025$	$i=0.02 \div 0.002$
0.01	0.82	0.66
0.02	0.85	0.72
0.03	0.87	0.76
0.04	0.89	0.78
0.06	0.90	0.81
0.08	0.92	0.84
0.10	0.93	0.86
0.20	0.96	0.92
0.30	0.98	0.95
0.40	0.99	0.98
0.5 и более	1.00	1.00

$$\bar{\lambda}_H / \bar{\lambda}_0 = f\left(\frac{h_i\%}{g\bar{t}^2}, \frac{H}{\lambda_0}\right) \quad (2.85)$$

и определяется по известным значениям безразмерных величин $H/\bar{\lambda}_0$ и $h_i\%/g\bar{t}^2$ по графику (см. рис. 4 [32]), построенному по результатам анализа экспериментальных данных. Период волн при этом принимается равным периоду волн в глубоководной зоне. Нижняя огибающая кривая графика соответствует условиям трансформации длин волн малой амплитуды, а верхняя – предельно крутым волнам для данной безразмерной глубины.

Параметр η_{Γ}/h_i , определяющий асимметрию волн относительно расчетного уровня моря в мелководной зоне зависит от величины $h_i/g\bar{t}^2$, характеризующей крутизну волн. При малой крутизне ($h_i/g\bar{t}^2 < 0.03$) форма волн близка к синусоидальной и тогда $\eta_{\Gamma} = 0.5$. В мелководной зоне параметр η_{Γ}/h_i выражается более сложной зависимостью $\eta_{\Gamma}/h_i = f(h_i/g\bar{t}^2, H/\bar{\lambda}_H)$ в отличие

от глубокого моря, где, согласно теории волн конечной амплитуды, крутизна волны может составлять $h/\lambda = 1/7$, а асимметрия волны $\eta_{гр}/h_i = 0.676$. Зависимость $\eta_{гр}/h_i = f(h_i/g\bar{t}^2)$ для мелководной зоны получена на основе анализа экспериментальных данных и на их основании построены графики [24, 32] для определения превышения вершины волны над расчетным уровнем $\eta_{гр}$ по известным значениям $H/\bar{\lambda}_0$ и $h_i/g\bar{t}^2$. Предельные значения $\eta_{гр}/h_i$ в мелководной зоне определяются только безразмерной глубиной $H/\bar{\lambda}_0$.

Для учета энергетических потерь на трение и просачивание в полужидкую массу осадков можно воспользоваться выражением

$$\frac{\partial(Pl)}{\partial x} = -(P_f + P_s) l, \quad (2.86)$$

где P – удельная мощность, передаваемая через поперечное сечение между волновыми лучами: P_f и P_s – соответственно энергетические потери на трение и просачивание за единицу времени на единице площади. Поток энергии на глубокой воде и на мелководье в этом случае может быть записан в следующем виде:

$$P_0 l_0 = E_0 u_0 l_0, \quad (2.87)$$

$$P_H l_H = E_H u_H l_H.$$

Тогда, предварительно выполнив преобразования, аналогичные тем, что были проделаны при получении формулы (2.80), мы можем определить изменение высоты волны при ее распространении в мелководной зоне с учетом изменения потока энергии за счет потерь ее на трение и просачивание как

$$\bar{h}_H / \bar{h}_0 = k_T k_P \left(\frac{P_H l_H}{P_0 l_0} \right)^{1/2} = k_T k_P k_{fs}, \quad (2.88)$$

где

$$k_{fs} = \sqrt{P_H l_H / P_0 l_0}, \quad (2.89)$$

есть коэффициент трения-просачивания. Уравнение (2.88) используется при $H / \bar{\lambda}_0 > 0.3$.

Подставляя в (2.86) значение $P_H l_H$ из (2.89) получим

$$\frac{dk_{fs}}{dx} = -\frac{1}{2P_0 l_0 k_{fs}} (P_f + P_s) l_H. \quad (2.90)$$

Коэффициенты P_f и P_s при решении уравнения (2.90) определяются из выражений

$$P_f = \frac{4}{3} \pi^2 \frac{\rho f H^3}{\tau^3 [\text{sh}(kH)]^3}, \quad (2.91)$$

$$P_s = \frac{4\pi}{\nu \tau^2} \rho g \frac{\delta H^2}{\text{sh}(2kH)},$$

где f – безразмерный коэффициент трения; ν – кинематический коэффициент вязкости морской воды, $\text{м}^2/\text{с}$ δ – коэффициент проницаемости в законе Дарси, имеющий размерность площади.

В результате, после определения коэффициентов трансформации k_T , рефракции k_p и диссипации k_{fs} , можно рассчитать высоту волны в заданном пункте мелководной зоны через высоту волны на глубокой воде:

$$\bar{h}_H = k_T k_p k_{fs} k_i k_{II} \bar{h}_0. \quad (2.92)$$

В сложных условиях формирования волнения в мелководной зоне рассматривается трансформация спектра волн. Согласно линейной теории волн, спектральные составляющие, определенные на глубокой воде, трансформируются независимо друг от друга как монохроматические волны. Изменение высоты каждой из составляющих определяется с помощью коэффициентов трансформации согласно изложенной выше методике.

Если через m_i обозначить весовой коэффициент энергии i -й составляющей спектра волн на глубокой воде, а через k_{TP} – коэффициент совместного влияния трансформации и рефракции

этой составляющей, то коэффициент $k_{\text{тр}}$, определяющий изменение средней высоты волн на мелководье, определяется как:

$$k_{\text{тр}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n m_i (k_{\text{T},i} k_{\text{P},i})^2}. \quad (2.93)$$

Поскольку при расчетах трансформации принимается независимость k_{T} от направления (т.е. принимается одна и та же длина волны для всех составляющих), (2.93) можно переписать в виде

$$k_{\text{тр}} = k_{\text{T}} \sqrt{\sum_{i=1}^n m_i k_{\text{P},i}^2}. \quad (2.94)$$

Таким образом, средняя высота волны в любой точке мелководной зоны будет определяться из выражения

$$\bar{h}_H = k_{\text{тр}} \bar{h}_0. \quad (2.95)$$

По Б.Х. Глуховскому [31], например, высота волны заданной обеспеченности на мелководье может быть определена по формуле:

$$\bar{h}_H / \bar{h}_0 = \left[-2.932 \left(1 - 0.4 \frac{\bar{h}_0}{H} \right) \lg F \right]^{\frac{1-h^*}{2}}, \quad (2.96)$$

где F – интегральная безразмерная функция распределения высот волн в точке с глубиной H (функция обеспеченности); $h^* = \bar{h}_0 / H$.

Трансформация волн на основе спектральной теории может быть рассчитана в пределах мелководной зоны до глубины разрушения волн.

2.4.4. Расчет элементов волн в прибойной зоне

Формулы для определения высоты h и длины λ волны, которые получены с позиции теории волн малой амплитуды, лишь приближенно описывают процесс трансформации волн в районе

мелководья. Они не учитывают влияние крутизны волны на процесс ее трансформации. Различия между расчетными и наблюдаемыми характеристиками волн обычно возрастают в области малых глубин вблизи зоны их разрушения. Кроме того, влияние на трансформацию волн в прибойной зоне, в пределах которой начинается и завершается процесс их разрушения, оказывают уклоны дна, его шероховатость и проницаемость.

При больших уклонах дна в прибойной зоне ($i > 0.1$) волна, разрушаясь, теряет больше энергии, чем при малых. Внешне это проявляется в преобладании на больших уклонах обрушивающихся гребней “ныряющего типа” (plunging). В случае же малых уклонов дна в этой зоне ($i < 0.01$) волна теряет свою энергию постепенно, претерпевая ряд обрушений, в результате чего она длительное время находится в состоянии, близком к критическому. На малых уклонах дна преобладают гребни “расплескивающегося” (скользящего) типа (spilling) [24].

По результатам экспериментальных данных и лабораторных исследований установлена функциональная зависимость между высотой предельно крутых волн $h_{п1\%}$ с периодом $\bar{\tau}$ и глубиной моря H для всего диапазона изменения относительной глубины $H/g\bar{\tau}^2$. Для случая горизонтального дна в области малых относительных глубин $H/g\bar{\tau}^2 \leq 1.5 \cdot 10^{-3}$ зависимость $h_{п1\%}/g\bar{\tau}^2 = f(H/g\bar{\tau}^2)$ согласуется с теорией одиночных волн, согласно которой [16]:

$$h_{п1\%} = 0.78 H_r, \quad (2.97)$$

где H_r – глубина моря в зоне разрушения.

В зоне глубин $1.5 \cdot 10^{-3} < H/g\bar{\tau}^2 \leq 1.5 \cdot 10^{-2}$ и горизонтального дна экспериментальные результаты согласуются с формулами теории Манка [24]

$$H/H_r = 1 + 1.53 \sqrt{H_r/g\bar{\tau}^2}. \quad (2.98)$$

В зоне больших относительных глубин $H/g\bar{\tau}^2 > 0.08$ при горизонтальном дне и с учетом того, что $\bar{\lambda}_0 = g\bar{\tau}^2/2\pi$, данные лабораторных и натуральных измерений для предельно крутых волн под-

тверждаются теоретическими исследованиями Митчела, согласно которым [24]

$$h_{1\%}/g\bar{\tau}^2 = 0.23. \quad (2.99)$$

Результаты этих исследований позволили представить зависимость $h_{1\%}/g\bar{\tau}^2 = f(H/g\bar{\tau}^2)$ в виде $h_{1\%}/g\bar{\tau}^2 = f(H/\bar{\lambda}_0)$ для определения высоты волны 1%-ной обеспеченности в прибойной зоне $h_{1\%}$ в зависимости от ее средней длины (среднего периода) в глубоководной зоне, глубины места и уклона дна в виде графиков, которые даются в обязательном приложении СНиП [32]. Длина волны в этом случае определяется по верхней огибающей кривой, приведенной на номограмме (см. рис. 4 СНиП [32]).

При расчете высоты волн в зоне их разрушения используется более подходящая для таких условий теория длинных одиночных волн, согласно которой фазовая скорость определяется по формуле

$$c = \sqrt{g(H + \eta)}, \quad (2.100)$$

где η – возвышение гребня волны над спокойным уровнем.

Выражение для расчета высоты волны на глубине разрушения можно получить, если рассматривать изменение удельной энергии между волновыми лучами при распространении волн в зоне их разрушения аналогично выражениям (2.74)–(2.80).

При пренебрежении потерей энергии на трение, при условии постоянства потока энергии на всем пути следования волн от глубокой воды до зоны их разрушения и при их фронтальном подходе к прямолинейным изобатам можно записать

$$E_0 u_0 = E_r u_r. \quad (2.101)$$

Для глубокой части моря справедливо

$$E_0 = \frac{1}{8} \rho g \bar{h}_0^2, \quad u_0 = \frac{1}{2} c_0, \quad (2.102)$$

а для мелководной части, согласно теории одиночной волны

$$u_r = c_r,$$

$$E_r = \frac{\rho g}{\lambda_{\Pi}} \left(\frac{4h_r H_r}{3} \right)^{3/2}, \quad (2.103)$$

$$H_r = 1.28h_r.$$

После преобразований получим

$$h_r / \bar{h}_0 = 0.3 \sqrt[3]{\lambda_0 / \bar{h}_0}. \quad (2.104)$$

В приведенных выражениях u_r , c_r , h_r , E_r и H_r – соответственно групповая и фазовая скорости, высота, энергия волны и глубина моря в районе ее разрушения.

Превышение вершины прибойной волны над средним уровнем в прибойной зоне, выражающееся отношением $\eta_{\text{гр,п}} / h_i$, закономерно возрастает с уменьшением относительной глубины водоема и определяется по верхней огибающей кривой графика (рис. 3), приведенного в СНиП [32].

При установлении зависимости $\eta_{\text{гр,п}} / h_i$ от $H / \bar{\lambda}_0$ в зоне малых глубин прибойной зоны $H / \bar{\lambda}_0 \leq 0.01$ использовалась теория одиночных волн, согласно которой:

$$\eta_{\text{гр,п}} / h_i \approx 1, \quad (2.105)$$

а в зоне глубин $0.01 < H / \bar{\lambda}_0 \leq 0.1$ – формулы

$$\eta_{\text{гр,п}} / h_i = 2.28 - 1.28 (H / H_r), \quad (2.106)$$

$$H / H_r = 1 + 0.61 \sqrt{H_r / \bar{\lambda}_0}.$$

Изменение длины волны в прибойной зоне $\bar{\lambda}_{\Pi}$ также определяется по функциональной зависимости, полученной на основании теоретических соображений и анализа лабораторных и натурных данных, для всего диапазона изменения глубины водоема с использованием соответствующих теорий волн для различных глубин [24]. Верхняя огибающая кривая (рис. 4. СНиП [32]), определяющая момент разрушения волны, служит для нахождения

длины прибойных волн в зависимости от $\bar{\lambda}_0$ и глубины моря в прибойной зоне H .

Использование в данном случае различных теорий волн в условиях изменяющихся глубин прибойной зоны обусловлено выбором наилучшего согласования теоретических исследований, данных лабораторных и натурных измерений. Но при этом следует иметь в виду, что точно определить границу применимости той или иной теории волн для расчета параметров волнения в прибойной зоне достаточно трудно, так как критерии применимости при расчете различных характеристик оказываются различными.

Рефракция для разрушающихся волн учитывается с помощью коэффициента рефракции, который выводится путем, аналогичным ранее рассмотренному, и имеет вид

$$k_p = \sqrt[3]{l_0 / l_H}, \quad (2.107)$$

Рефракция разрушающихся волн в меньшей степени сказывается на изменении высоты волны по сравнению с подобным явлением в мелководной зоне мористее района разрушения.

По данным наблюдений, отношение глубины разрушения (критической глубины) и высоты волны, разрушающейся на этой глубине, изменяется в пределах от $H_{кр} / h_r = 0.75$ до $H_{кр} / h_r = 2.5$ (в некоторых случаях это отношение может быть равно 6.0). В среднем для оценки $H_{кр}$ рекомендуется принимать $H_{кр} / h_r = 1.25 \div 1.5$.

Расчет критической глубины $H_{кр}$, при которой происходит первое обрушение волны, при заданном уклоне дна i и длине волны в глубоководной зоне сводится к анализу трансформации волн и достижении ими предельной крутизны. Методика расчета этой глубины состоит в задании ряда значений глубины и нахождении соответствующих им высот и длин волн при перемещении их по мелководью, т.е. проводится методом последовательных приближений, до получения сочетания $H_{кр}$, h_r , соответствующего предельной крутизне волны на данной глубине – глубине первого обрушения. В качестве первого приближения принимается $H_1 = h_{1\%}$

($h_{r\%}$ – высота волны в глубоководной зоне). Далее определяются необходимые коэффициенты изменения высоты волны и ее высота $h_{r,1\%}$. С использованием графика (см. рис. 5 СНиП [32]) по соответствующему уклону дна и отношению $h_{r,1\%}/g\bar{\tau}^2$ определяется величина $H_{кр}/\bar{\lambda}_0$ и значение $H_{кр,1}$. Расчеты повторяются до получения результата, при котором рассчитанной высоте волны будет соответствовать значение критической глубины.

Расчет критической глубины, соответствующей последнему обрушению волн $H_{обр}$, в случае постоянного уклона дна выполняется по формуле [24, 32]

$$H_{обр} = k_u^{n-1} H_{кр}, \quad (2.108)$$

где k_u – коэффициент, значение которого принимается по уклону дна:

Уклон дна i	0.01	0.015	0.02	0.025	0.03	0.035	0.04	0.045	0.05
k_u	0.75	0.63	0.56	0.5	0.45	0.42	0.4	0.37	0.35

n – число обрушений (включая первое), принимаемое из ряда $n = 2, 3, 4$ при выполнении неравенств:

$$k_u^{n-2} \geq 0.43 \quad \text{и} \quad k_u^{n-1} < 0.43. \quad (2.109)$$

Из табл. 2.13 и формул (2.108) и (2.109) следует [24], что при

$i = 0.010$	0.0140	$n = 4;$
$i = 0.0141$	0.033	$n = 3;$
$i = 0.034$	0.05	$n = 2;$
$i = 0.05$		$n = 1.$

В случае распространения волны в условиях переменного уклона дна критическая глубина, соответствующая последнему обрушению волны $H_{обр}$, определяется методом последовательных расчетов критических глубин для участков дна с постоянным уклоном и в соответствии с условиями, аналогичными (2.109):

$$k_{u1} k_{u2} \dots k_{u(n-1)} < 0.43, \quad (2.110)$$

$$k_{u1} k_{u2} \dots k_{u(n-2)} \geq 0.43.$$

При определении глубины последнего обрушения $H_{обр}$ коэффициент k_u , или произведение коэффициентов, не должны приниматься менее 0.35 [32]. При уклонах дна более 0.05 принимается значение критической глубины $H_{кр} = H_{обр}$ [32].

Определение элементов волн в прибойной зоне и глубины их разрушения с использованием различных теорий волн (линейной, теории волн Стокса, кноидальных волн и одиночных волн) по данным исследований требует некоторых корректировок. По результатам анализа и обобщения данных экспериментальных и натурных измерений предложена схема расчета глубины обрушения волны, основанная на аппроксимации реально существующего нерегулярного волнения монохромной, энергетически эквивалентной всему имеющему место в прибрежной зоне моря распределению волн [30].

Глубина разрушения, зависящая от уклона дна, крутизны волны на глубокой воде, направления и скоростей ветра и течений, находится в определенном соотношении с высотой волны h_r , которая наблюдается непосредственно перед разрушением и может быть определена по формуле [30]

$$h_r = 0.4 \bar{h}_0^5 \sqrt{1/\gamma_0}, \quad (2.111)$$

где γ_0 – крутизна волны, равная $\gamma_0 = \bar{h}_0 / g\bar{t}^2$; \bar{h}_0 – высота волны в глубоководной зоне.

Для определения глубины разрушения волны в результате обобщения экспериментальных и натурных данных получена формула

$$H_{кр} = \left(\frac{h}{H} \right)_r = 0.2 \ln \left[\frac{1}{\gamma_0} \sqrt{K^* (\operatorname{tg} \alpha_m - \operatorname{tg} \alpha^*)} \right], \quad (2.112)$$

где K^* – коэффициент, учитывающий влияние на процесс обрушения волн их отражение от берегового откоса; его значение определяется по формуле

$$K^* = \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg} \alpha_m}{\operatorname{tg} \alpha_k}}; \quad (2.113)$$

$\operatorname{tg} \alpha_k$ – критическая крутизна берегового откоса, при которой волны могут полностью отразиться, образуя стоячие колебания; она может быть определена как

$$\operatorname{tg} \alpha_k = \sqrt{2\pi^2 \gamma_0 (1 + \xi^* \bar{h}_0)}; \quad (2.114)$$

$\operatorname{tg} \alpha_m$ – средний уклон подводного берегового склона; $\operatorname{tg} \alpha^*$ – критическое значение средней крутизны подводного берегового склона, при которой высоты исходных волн по мере их продвижения к берегу полностью гасятся донным трением:

$$\operatorname{tg} \alpha^* \leq 10^{-3} \sqrt[4]{z_s}; \quad (2.115)$$

z_s – абсолютная шероховатость донных отложений, равная $z_s = (2/3)d$; d – эффективный (средневзвешенный) диаметр твердых частиц; ξ^* – коэффициент, значение которого определяется по выражению:

$$\xi^* = \frac{\pi}{\bar{\tau} \sqrt{2g\bar{h}_0} \operatorname{tg} A} \left[1 + \frac{3}{2(\operatorname{sh} A)^2} \right], \quad (2.116)$$

$$A = (2\pi / \bar{\tau}) \sqrt{\bar{h}_0 / g}.$$

Рассмотренная схема расчета критической глубины моря обладает тем достоинством, что при ее использовании можно автоматизировать процесс расчета критической глубины, а определение нагрузок на сооружения, расположенные в прибойной зоне, выполнять в оперативном режиме [30].

Формирование волнения вблизи берегов и сооружений в прибойной зоне зависит от отражения волн от подводного берегового склона, интенсивность которого в свою очередь зависит от уклона дна и крутизны волн. При постоянном уклоне отражение увеличивается с уменьшением крутизны волн. В естественных условиях подводного берегового склона обычно наблюдается лишь частичное отражение волн. Для ветровых волн при уклоне дна $i = 0.1$, что соответствует примерно 6° угла наклона дна по отношению к горизонтальной поверхности, коэффициент отражения r ,

выражающий отношение амплитуд отраженной и падающей (или подходящей) волны, составляет менее 0.1.

При береговом склоне, обладающим значительной крутизной, подходящие к нему волны могут полностью отражаться, образуя при этом стоячие колебания. Полное отражение волн от берегового склона может наблюдаться, если крутизна последнего превышает критическую, определяемую с учетом второго приближения Стокса по рекомендуемой в [30] формуле (2.115).

2.4.5. Расчет элементов ветровых волн на огражденной акватории

Волны, подходя к препятствиям в виде молов и волноломов, не только разбиваются и отражаются от них, но и огибают сооружения, частично проникая на огражденную акваторию. Нарушение прямолинейности распространения волн вблизи препятствия, огибание его и сопровождающая это явление интерференция называется *дифракцией*, которая играет решающую роль в формировании волнения на огражденной акватории. Таким образом, основными факторами, формирующими поле волн на огражденной акватории, являются дифракция, отражение и гашение волн у оградительных сооружений.

Явление дифракции может быть объяснено на основе принципа Гюйгенса, согласно которому каждая точка фронта или гребня волны может быть представлена как источник вторичной волны, распространяющейся во все стороны. Такой подход оправдан и при рассмотрении дифракции морских волн, представляющих собой непрерывную последовательность возмущений уровня, в результате чего интенсивность его колебаний в любом пункте рассматриваемого района может определяться векторной комбинацией волн [21].

Вопросам дифракции волн оградительными сооружениями в различной постановке посвящено большое число работ. В наиболее простом виде задача решена и доведена до практического использования результатов в работах Ю. М. Крылова [19, 21] (метод диффузии волновой амплитуды и энергетический метод). В основу

многих теоретических решений положена формальная аналогия дифракции волн на поверхности с явлениями световых, звуковых и электромагнитных волн, несмотря на то, что физические процессы этих явлений совершенно различные. Этим, возможно, и объясняются иногда значительные расхождения между результатами теоретических расчетов и опытными данными.

Метод диффузии амплитуды (метод параболического уравнения) базируется на классических уравнениях линейной теории волн и разработан к исследованию гравитационных волн для решения совместной задачи рефракции и дифракции волн. В основу *энергетического метода* положено уравнение баланса волновой энергии. Оба метода позволяют учесть совместный эффект рефракции и дифракции волн на подходах к порту и на его акватории для одиночного прямолинейного непроницаемого мола, при произвольных расположении и форме оградительных сооружений. Энергетический метод позволяет рассчитывать вторичную дифракцию. Эти методы могут быть обобщены на случаи частично отражающих и поглощающих моллов, а также частично проницаемых, на случай нерегулярного волнения в линейном приближении путем простого суммирования решений для каждой спектральной составляющей энергетического спектра набегающих волн. Сравнение различных решений, полученных с использованием этих методов обнаруживает хорошее согласие между теоретическими и лабораторными значениями коэффициента дифракции для различного сочетания волнозащитных сооружений. Удовлетворительное для практических целей совпадение с натурными и опытными данными наблюдается при расчетах и по приближенным решениям [31].

Огибая препятствие, волны изменяют направление распространения и уменьшаются по высоте. За препятствием образуется волновая тень. Распространение волн от источника колебаний, расположенного у головы мола, происходит по приблизительно концентрическим окружностям, вдоль дуг которых амплитуды колебаний уменьшаются в сторону волновой тени. С увеличением длины препятствия область волновой тени возрастает. При переходе через границу тени амплитуда волн изменяется по сложному закону вследствие интерференции огибающих препятствие

волн. В инженерной практике обычно под дифракцией понимается только огибание волнами препятствия, а степень уменьшения амплитуд и высот волн характеризуется *коэффициентом дифракции* k_d — отношением высоты волны в расчетной точке огражденной акватории к высоте исходных волн у головы мола или волнолома. Этот коэффициент в общем случае зависит от местоположения точки на акватории, длины волны и угла ее подхода к сооружению. При увеличении длины волны область влияния дифракции расширяется, что приводит к возрастанию высот волн на защищенной акватории.

Интенсивность волнения на огражденной акватории зависит также и от степени проникновения волн через ворота порта, или между двумя молами, или между молотом и берегом. Если расстояние между сооружениями или между сооружением и берегом больше по сравнению с длиной волны, то волны проходят прямо, лишь немного расходясь по сторонам (рис. 2.16 а). Совершенно

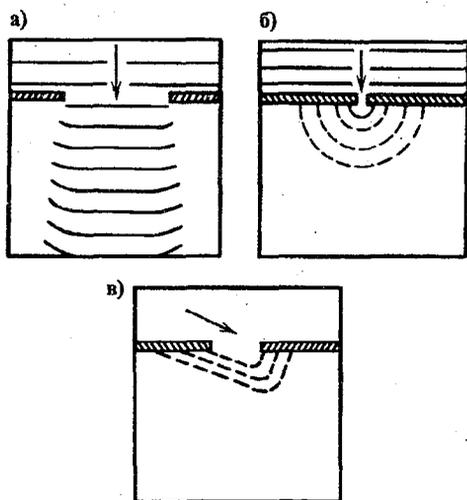


Рис. 2.16. Схема распространения волн на огражденной акватории.

иначе выглядит картина распространения волн, длина которых больше ширины входа на огражденную акваторию. В этом случае они расходятся во всех направлениях в виде сферических волн с центром сферы у входа на защищенную акваторию (рис. 2.16 б). В первом случае амплитуда волны уменьшается незначительно, а во втором — энергия распространяется почти равномерно по всему полукругу с уменьшением амплитуды волн с удалением от входа на огражденную акваторию. При косом подходе луча волны к огражденной акватории (рис. 2.16 в) распространение волн также

зависит от отношения ширины входа к длине волны, но картина распределения волн при этом заметно отличается.

Если оградительные сооружения частично проницаемы для волнения, то волны, присутствующие на защищенной акватории, налагаясь на дифрагированные волны, увеличиваются по высоте. При нескольких входах в порт дифрагированные волны также суммируются, и их расчет проводится по сумме энергетических составляющих, проникших через ворота порта в рассматриваемую точку акватории. При этом каждая составляющая зависит от направления и степени волнения перед входом, расположения его относительно луча волны.

В общем случае основными факторами, определяющими поле ветровых волн на защищенной акватории порта, являются [24]:

- параметры и структура ветровых волн, проникающих на огражденную акваторию;
- плановое расположение волнозащитных сооружений;
- количественные характеристики поглощения волновой энергии имеющимися сооружениями;
- рельеф дна и глубина акватории.

Высота волн h_i в любой точке i на огражденной акватории, имеющей один вход, с учетом дифракции и влияния других факторов определяется по формуле

$$h_i = h_H k_j, \quad (2.117)$$

где h_H – высота волны перед входом на огражденную акваторию или в порт; k_j – коэффициент остаточной волны, который в общем случае записывается в виде

$$k_j = k_d k_p k_n k_{\Pi}. \quad (2.118)$$

Здесь k_d – коэффициент дифракции волн; k_p – коэффициент рефракции; k_n – коэффициент интерференции; k_{Π} – коэффициент потерь.

Коэффициент рефракции определяется как

$$k_p = \sqrt{l_0 / l_i}, \quad (2.119)$$

а коэффициент интерференции, зависящий от отражательной способности причальных и ограничивающих акваторию сооружений:

$$k_{и} = 1 + k_0, \quad (2.120)$$

где l_0, l_i – соответственно расстояния между волновыми лучами перед входом в порт и в рассматриваемой точке i ; k_0 – коэффициент отражения, изменяющийся от 0 до 1 в зависимости от уклона отражающей поверхности и определяемый по табл. 2.13 (при угле наклона отражающей поверхности к горизонту более 45° , согласно СНиП [32], коэффициент отражения принимается равным единице).

Обобщенный коэффициент потерь $k_{п}$ зависит от глубины моря на огражденной акватории и уклона дна и изменяется в пределах от 1.0 до 0.66 (см. табл. 2.12).

Совокупность значений k_j на акватории порта иногда называют

паспортом порта, который можно получить до начала строительства с помощью моделирования, задавая при этом различные направления луча исходного волнения.

Используя методы теории вероятностей, И. А. Степанов [36] построил расчетный график распределения относительных высот волн на акватории, огражденной одиночным молотом. В этом случае коэффициент дифракции k_d для подветренной стороны мола, представляющей с точки зрения расчета устойчивости мола наибольший интерес, определяется по формуле

$$k_d = \sqrt{\frac{1 + \psi(y/2ax)}{2}}, \quad (2.121)$$

Таблица 2.13. Значения коэффициента отражения k_0

Пологость волны $\bar{\lambda}/h_H$	Уклон отражающей поверхности i		
	1	0.5	0.25
10	0.5	0.02	0.0
15	0.8	0.15	0.0
20	1.0	0.5	0.0
30	1.0	0.7	0.05
40	1.0	0.9	0.18

где a – эмпирический коэффициент (определяемый опытным путем) и равный, например, для одиночного мола $a = 0.08$; x , y – координаты расчетной точки (начало отсчета у головы мола, а направление осей перпендикулярно и по лучу волны, соответственно);

$$\psi(\eta) = \psi\left(\frac{y}{2ax}\right) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\eta} \exp(-\eta^2) d\eta -$$

интеграл вероятностей (табулированный).

В большинстве исследований рассматриваются простейшие случаи дифракции волн тонким полубесконечным молотом. Комбинации решения такой задачи позволяют получить теоретически картину колебаний водной поверхности как при сходящихся молах, так и при огибании волной одиночного волнолома. Полученные, таким способом, результаты используются и для определения высот волн на акватории реальных портов.

Для расчета коэффициента дифракции используются графики и номограммы, с помощью которых получают дифракционную картину на огражденной акватории при различных вариантах расположения волнозащитных сооружений. Методика расчета элементов волн на огражденной акватории, рекомендуемая СНиП [32], основана на результатах лабораторных исследований дифракции волн при использовании уравнения баланса энергии [24].

Средняя высота волны \bar{h}_d в расчетной точке огражденной акватории в зоне влияния оградительных сооружений определяется по формуле

$$\bar{h}_d = k_d \bar{h}_H, \quad (2.122)$$

где \bar{h}_H – средняя высота волны i -й обеспеченности при подходе к сооружению. Коэффициент дифракции k_d определяется по формулам и номограммам, обобщающим данные экспериментов. За расчетную длину волны на огражденной акватории принимается исходная длина волны на входе в нее.

В случае акватории, огражденной прямолинейным одиночным молотом, коэффициент дифракции равен

$$k_d = \frac{1}{1+a}, \quad (2.123)$$

где a – параметр, который характеризует изменение коэффициента k_d вдоль фронта волны и определяется из выражения

$$a = 0.5 \operatorname{th} \left[0.7 \frac{r}{\lambda_H} \right] \sqrt{\operatorname{th} \varphi \left[1 + 0.9 \beta \sqrt[3]{(r/\lambda_H) \operatorname{cth} \varphi} \right]^5}; \quad (2.124)$$

φ – угол между лучем исходной волны и осью мола, ...°; β – угол между границей волновой тени и лучем, проведенным от головы мола в расчетную точку (в зоне тени $\beta > 0$, вне зоны тени $\beta < 0$), рад; r – расстояние от головы мола до расчетного фронта (до расчетной точки i), м (рис. 2.17). При $a = 0$ значение коэффициента $k_d = 1$, а в случае $a \rightarrow \infty$ коэффициент дифракции $k_d = 0$. При $a \leq 0$ коэф-

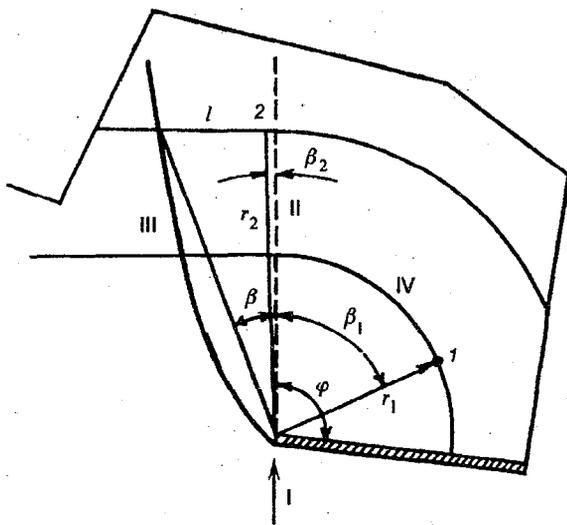


Рис. 2.17. Схема к определению коэффициента дифракции волн k_d на акватории, огражденной одиночным молем.

I – луч исходной волны; II – граница волновой тени;
 III – граница дифракции волны; IV – фронт волны.

коэффициент дифракции считается равным единице. Выражения (2.123) и (2.124) представлены в виде номограммы (рис. 2.18) в обязательном приложении СНиП [32], с помощью которой по известным

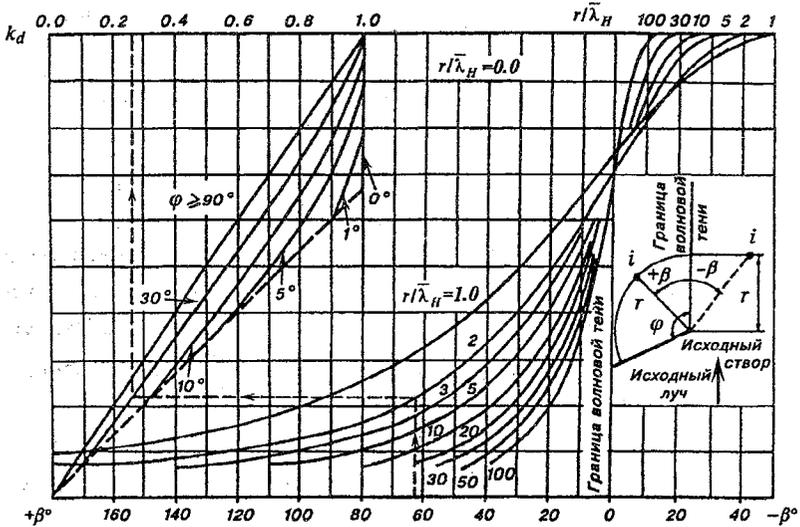


Рис. 2.18. Графики для определения коэффициента дифракции k_d .

значениям углов и относительного расстояния $r/\bar{\lambda}_H$ от головы мола до точки в расчетном створе определяется значение коэффициента k_d для акватории, огражденной одиночным прямолинейным молотом.

Граница зоны дифракции волн, т.е. области, в которой набегающие волны изменяются по амплитуде и направлению под влиянием препятствия, определяется из условия $a = 0$. Из (2.124) следует, что это условие выполняется, если

$$1 + 0.9\beta \sqrt[3]{(r/\bar{\lambda}_H) \operatorname{cth} \varphi} = 0. \quad (2.125)$$

Расстояние l от границы волновой тени до границы зоны дифракции (см. рис. 2.17) можно выразить как

$$(l/\bar{\lambda}_H) = -(r/\bar{\lambda}_H) \operatorname{tg} \beta \quad (2.126)$$

или с учетом (2.125)

$$(l/\bar{\lambda}_H) = -(r/\bar{\lambda}_H) \operatorname{tg} \left[1.1 \sqrt[3]{(\bar{\lambda}_H/r) \operatorname{th} \varphi} \right]. \quad (2.127)$$

В зоне тени $a \rightarrow \infty$ при $r/\bar{\lambda}_H \rightarrow \infty$ и, следовательно, $k_d \rightarrow 0$.

При сложной системе защитных сооружений (сходящиеся молы, волнолом, вызывающий огибание волной обеих его оконечностей и т.д.) для определения коэффициента дифракции используются предварительно вычисленные k_d для простых условий дифракции.

Для акватории, огражденной двумя сходящимися молами, зона дифракции волн делится главным лучем на зоны влияния левого и правого молов (рис. 2.19). *Главным лучем* называется геометрическое место точек на акватории с максимальными высотами волн, или, что эквивалентно, точек, в которых совпадают значения коэффициентов от левого $k_{d,л}$ и правого $k_{d,п}$ молов [24].

Таким образом, для подобных акваторий коэффициент дифракции определяется по предварительно рассчитанным значениям коэффициентов дифракции для правого $k_{d,п}$ и левого $k_{d,л}$ молов по формуле

$$k_{d,м} = k_{d,п} k_{d,л} \quad (2.128)$$

или с привлечением графиков [32] по формуле

$$k_{d,м} = k_d \psi, \quad (2.129)$$

где k_d – коэффициент дифракции в заданной точке акватории для одиночного мола с углом φ_i , в зоне дифракции которого расположена расчетная точка, определяемый по номограмме (см. рис. 2.18); ψ – поправочный коэффициент, который учитывает одновременное влияние сходящихся молов на распространение волн и может быть определен либо с использованием номограммы (см. рис. в [17, 32]) по значениям d и k_d^* , либо по формуле

$$\psi = \sqrt{2 / \left\{ 1 + (k_d^*)^2 + \left[1 - (k_d^*)^2 \right] \left(\frac{l_1 + l_2}{b} \right) \right\}}, \quad (2.130)$$

а k_d^* определяется по формулам (2.123) и (2.124) для точки пересечения главного луча с расчетным фронтом (например, точка A на рис. 2.19). Значение коэффициента k_d^* определяется так же, как и значение k_d для точки пересечения главного луча с фронтом волны в расчетном створе, по номограмме (см. рис. 2.18).

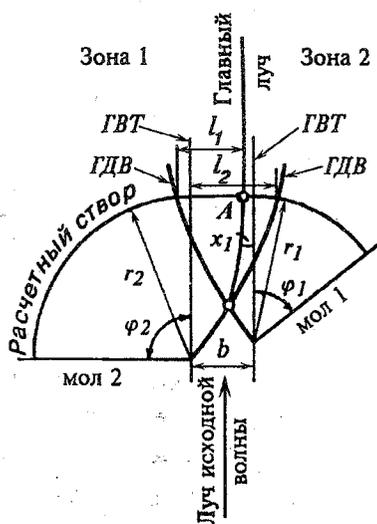


Рис. 2.19. Схема определения границ волновой тени (ГВТ) и дифракции волн (ГДВ).

Величина d , необходимая для определения коэффициента ψ , рассчитывается по формуле

$$d = \frac{l_1 + l_2 + b}{2b} \quad (2.131)$$

(l_1 и l_2 – расстояния от границ волновой тени до границ дифракции волн; см. рис. 2.19) и определяются по относительным величинам $r/\bar{\lambda}_H$ и углу φ по номограмме, представленной в [17, 32]; b – ширина входа на огражденную акваторию, которая принимается равной проекции расстояния между головами молов на фронт исходной волны.

Положение главного луча волны (см. рис. 2.19) определяется по точкам, расположенным от границы волновой тени мола с меньшим углом на расстояниях x , рассчитываемых по упрощенной формуле [24, 32]

$$x = \frac{l_1 \cdot l_2 - l_1(l_2 - b)}{l_1 + l_2}, \quad (2.132)$$

где l_1 и l_2 – величины, которые находятся по нижней пунктирной кривой того же графика, по которому определяются значения l_1 и l_2 .

Коэффициент дифракции для расчета высот волн в зоне влияния волнолома рассчитывается по выражению

$$k_{d,v} = \sqrt{k_{d,1}^2 + k_{d,2}^2}, \quad (2.133)$$

где $k_{d,1}$ и $k_{d,2}$ – коэффициенты дифракции, определяемые либо по (2.123), (2.124), либо по номограммам (см. рис. 2.18) отдельно для каждой оконечности волнолома. Формулу (2.133) рекомендуется применять в тех случаях, когда длина сооружения превышает $5\bar{\lambda}$.

Волны, проникая на защищенную акваторию, отражаются от береговых сооружений, при этом происходит наложение дифрагированных и отраженных волн. Высота дифрагированной волны с учетом ее отражения от портовых сооружений может быть определена по приближенной эмпирической формуле, рекомендуемой в [32]:

$$k_{d,r} = (k_d + k_r)h_i, \quad (2.134)$$

где k_r – коэффициент отражения, определяемый по эмпирической зависимости:

$$k_r = k_{d,s}k_nk_s k_0 \exp[-0.8(r/\bar{\lambda}_H)] (\cos\theta_r)^{1/2}, \quad (2.135)$$

$k_{d,s}$ – коэффициент дифракции набегающей волны в точке на отражающей поверхности, определяемый по графику (см. рис. 2.18); k_n и k_s – соответственно коэффициенты шероховатости и проницаемости, для определения которых используется табл. 2.14; k_0 – коэффициент отражения, определяемый по табл. 2.13 (при угле наклона отражающей поверхности к горизонту более 45° , $k_0 = 1$); θ_r – угол между фронтом волны и отражающей поверхностью в точке отражения, ...°; r – относительное расстояние от отражающей поверхности до расчетной точки по лучу отраженной волны (направление отраженной волны принимается из условия равенства углов подхода и отражения волн).

Таблица 2.14. Значения коэффициентов шероховатости k_n и проницаемости k_s

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r_3/h\%$	k_n	k_s
Бетонные (железобетонные) плиты	—	1	0.9
Гравийно-галечниковое, каменное или бетонные (железобетонные) блоки	< 0.002	1	0.9
	0.005–0.01	0.95	0.85
	0.02	0.9	0.8
	0.05	0.8	0.7
	0.1	0.75	0.6
	> 0.2	0.7	0.5

Характерный размер шероховатости r_3 принимается равным среднему размеру диаметра зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных (железобетонных) блоков.

Рассмотренные методы расчета коэффициентов дифракции и высот дифрагированных волн на огражденной акватории не позволяют проводить расчеты в таких часто встречающихся случаях, как вторичная дифракция, т.е. при расположении одного из ограждающих сооружений в волновой тени другого или при последовательном расположении створов ограждающих сооружений. В настоящее время предложено общее решение задачи дифракции волн на акваториях, получены зависимости и построены графики (рис. 2.20) для определения коэффициентов дифракции на акваториях постоянной и переменных глубин, огражденных проницаемыми и непроницаемыми ограждающими сооружениями для условий первичной и вторичной дифракции [14]. Так, например, при подходе исходной волны с прямолинейными параллельными фронтами, т.е. при первичной дифракции, выражение для определения коэффициента дифракции для одиночного мола имеет следующий вид

$$k_d = \sqrt{\frac{i}{\sqrt{2}} \left\{ \left[\frac{1}{2} + C \left(y \sqrt{\frac{\pi}{\lambda x}} \right) \right] - i \left[\frac{1}{2} + S \left(y \sqrt{\frac{\pi}{\lambda x}} \right) \right] \right\}^2}; \quad (2.136)$$

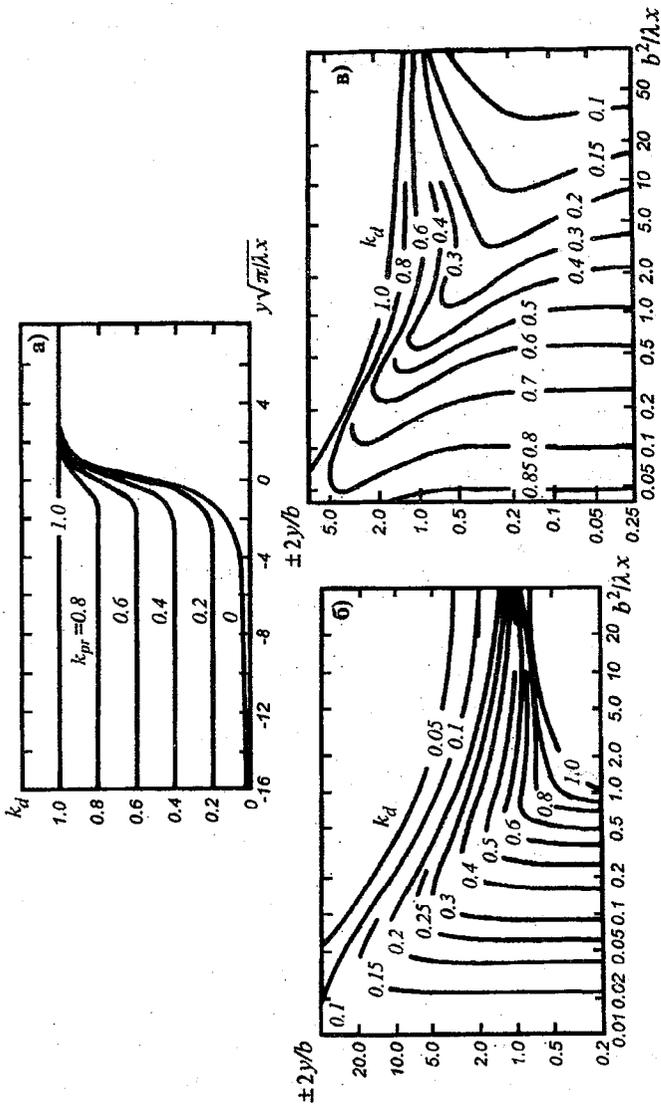


Рис. 2.20. Графики для определения значений коэффициента дифракции k_d [14].
 а - для одиночного мола при различных значениях его проницаемости k_{pr} ; б - для непроницаемых сходящихся
 молов; в - для непроницаемого волнолома.

где $i = -1$; C и S – интегралы Френеля. Несколько более сложный вид имеют зависимости для определения коэффициентов дифракции для сходящихся молов с шириной входа на огражденную акваторию b и для волнолома протяженностью B . Начало осей координат в этих выражениях принимается: для одиночного мола, расположенного в отрицательной части оси y , у головы мола; для сходящихся молов – в середине входа на акваторию; для волнолома – в его центре. Ось x совмещена с направлением волнения. При косом подходе волнения ось x также совмещается с направлением исходного волнения, а ось y – перпендикулярно. Безразмерные параметры для входа в номограммы (см. рис. 2.20) рассчитываются в новой системе координат. Результаты сопоставления рассчитанных по этой методике значений k_d с экспериментальными данными, согласно [14], оказываются вполне удовлетворительными.

При определении коэффициентов вторичной дифракции сначала определяется коэффициент первичной дифракции на огражденной акватории в районе оградительных сооружений второго створа по (2.136) или по формулам, приведенным в [14], или с использованием номограмм (см. рис. 2.20). Затем по рассчитанным параметрам волнения во втором створе, которые принимаются за исходные, определяются коэффициенты вторичной дифракции в различных точках акватории за сооружениями путем численного интегрирования уравнения

$$f_k(x, y) = \sqrt{\frac{i}{\lambda L}} \int_{-\infty}^{\infty} f_H(\gamma) e^{\frac{-ik(\gamma-y)^2}{2L}} d\gamma, \quad (2.137)$$

$$k_d = \sqrt{|f_k|^2}, \quad (2.138)$$

где L – расстояние между створами оградительных сооружений. Значение функции f_H , характеризующей амплитуду и фазу взволнованной поверхности, зависит от характера исходного волнения и типа оградительного сооружения. Например, в случае непроницаемых оградительных сооружений при фронтальном подходе волнения:

$$f_n = \begin{cases} y \leq 0 & \text{для одиночного мола;} \\ 0 & \text{при } -b/2 \geq y \geq b/2 \text{ для сходящихся молов (} b \text{ – ширина входа);} \\ -B/2 \leq y \leq B/2 & \text{для волнолома длиной } B. \end{cases}$$

Теоретические методы расчета дифракции обычно не учитывают влияние рефракции на всей огражденной акватории, потерю энергии при распространении волн, а также их многократное отражение от внутрипортовых стенок и причалов. Поэтому во всех случаях, когда условия распространения волн на огражденной акватории сложные, основным методом получения сведений о волнении является метод лабораторного моделирования. Приближенно волновая картина может быть построена графически. Для этого сначала на карте акватории вблизи сооружения в пределах нескольких длин волн строится дифракционная картина, а затем, начиная от наиболее удаленного от мола гребня волны, рассчитывается схема рефракции вплоть до линии прибора.

Влияние на дифракцию нерегулярности волнения учитывается путем определения коэффициентов дифракции совместно с рассмотрением углового спектра распределения энергии. Для этого предварительно рассчитываются средняя высота и длина волны и угловой спектр при ее подходе к сооружению. Ширина углового спектра определяется условиями волнообразования в заданном районе моря. На открытых побережьях с большими глубинами в прибрежной зоне он широк (до 180°), при подходе к портам, расположенным в бухтах, в заливах с малыми глубинами и на примыкающей к ним акватории угловой спектр сужается. Непрерывный угловой спектр заменяется дискретным. Число спектральных составляющих, из которых каждой соответствует определенная доля волновой энергии, выбирается в зависимости от необходимой точности расчета и ширины спектра, в пределах которого в расчетную точку может поступать достаточное количество энергии. Коэффициент дифракции в соответствии со спектральным строением поля волн определяется по формуле

$$k_d^2 = \left[\sum_{i=1}^n m_i (k_{d,i})^2 \right]^{1/2}, \quad (2.139)$$

где m_i – весовые коэффициенты для каждой из составляющих углового распределения энергии волнения. При замене функции углового распределения энергии, например, пятью составляющими коэффициент дифракции определяется как

$$k_d^{\Sigma} = 0.1 \sqrt{32k_{d,0}^2 + 25(k_{d,1}^2 + k_{d,-1}^2) + 9(k_{d,2}^2 + k_{d,-2}^2)}. \quad (2.140)$$

Приведенные выше результаты исследований по расчету параметров волн на огражденных акваториях относятся к волнам, имеющим крутизну $h_{1\%}/\bar{\lambda}_0 \approx 0.1$, т.е. характеризующим существенное влияние нелинейных эффектов. Распространение теоретических результатов на случай дифракции волн любой крутизны – трудно разрешимая задача, так как экспериментальные значения k_d для крутых волн могут быть значительно большими, чем рассчитанные [15]. В рекомендуемом для практики методе расчета дифракции волн [32] использованы максимальные из возможных экспериментальные значения k_d . Таким образом, полученные значения коэффициента дифракции по графикам и формулам СНиП [32] будут завышенными, причем чем выше расчетная волна, тем более завышенным окажется величина k_d . В работе [15] предложено решение задачи дифракции волн с учетом крутизны исходного волнения на основе нелинейного параболического уравнения, описывающего дифракцию волн на акватории для случая нормального подхода волнения. Способы уточнения результатов расчета элементов волн меньшей крутизны, приведенные, например, в [24], основаны на введении поправочных коэффициентов, учитывающих крутизну исходного волнения (как для одиночного мола, так и для сходящихся молмов и волнолома) и относительную глубину при входе на защищенную акваторию.

Глава 3.

РАСЧЕТ НАГРУЗОК НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

3.1. Взаимодействие ветровых волн с гидротехническими сооружениями

При всем многообразии типов и конструкций морских гидротехнических сооружений они имеют ряд общих характерных черт, отличающих их от гидротехнических сооружений речных гидроузлов. В большинстве случаев морские гидротехнические сооружения, а портовые оградительные сооружения всегда, возводятся на акватории подводным способом без применения перемычек и водоотлива. Строительство внешних оградительных сооружений, причалов, берегозащитных сооружений, сооружений открытого моря и островных причалов ведется, как правило, на незащищенных акваториях, подверженных воздействию волн, течений и льда. Это во многом обуславливает выбор типа сооружений, их конструктивных особенностей и расположения в плане.

Морские гидротехнические сооружения подвержены действию чрезвычайно интенсивных знакопеременных нагрузок, имеющих нередко динамический характер. Причалные сооружения, кроме нагрузок от удара и навала швартующихся судов, крановых нагрузок, ледовых и возможных сейсмических испытывают волновые нагрузки. Особое значение имеют большие горизонтальные нагрузки от давления волн, приложенные чаще всего к верхней части сооружения и вызывающие его сдвиг и неравномерность напряжений в основании [26].

Взаимодействие волн с откосными гидротехническими сооружениями сопровождается периодическими обрушениями волн, подъемами и скатываниями больших масс воды по откосу. Это сложный энергетический процесс, который трудно поддается теоретическому анализу, и поэтому многие формулы и выводы носят

эмпирический характер и базируются в основном на материалах обобщения экспериментальных данных [24].

При рассмотрении взаимодействия волн со сквозными сооружениями и определении волновых нагрузок на них наиболее важную часть расчета прочности конструкций составляет определение их реакции на волновые воздействия, которая определяется характером изменения во времени внешних нагрузок и податливостью сооружения, т.е. его способностью совершать упругие колебания. При этом динамический характер нагрузок приводит к увеличению напряжений в конструкции, что может служить причиной их разрушения.

В зависимости от конкретных задач в условиях строительства необходимо не только определять параметры ветровых волн, но и подробно рассматривать процессы их взаимодействия с сооружениями различных типов и конструкций, так как это взаимодействие в основном и определяет возникающие волновые нагрузки.

3.1.1. Взаимодействие ветровых волн с сооружениями вертикального профиля

При изучении взаимодействия ветровых волн с вертикальной стенкой рассматриваются типы волнения, при которых наблюдаются стоячие волны, волны переходного типа от стоячих к разбитым, разбитые (разбивающиеся) и прибойные волны. Каждый из указанных типов волнения формируется при определенном соотношении таких факторов, как высота волны, ее длина и крутизна, ширина бермы (переднего уступа основания сооружения) и глубина моря над ней, а также величина откоса наклонной наброски, на которой стоит сооружение:

– при глубине моря в месте предполагаемого строительства сооружения $H > 1.5h$ и глубине над бермой проектируемого сооружения $H_6 \geq 1.25h$ проводится расчет волновых нагрузок на него и самих сооружений от воздействия стоячих волн;

3.1.1. Взаимодействие ветровых волн с сооружениями вертикального профиля

– при глубине моря $H \geq 1.5h$ и глубине над бермой $H_6 < 1.25h$ проводится расчет волновых нагрузок и сооружений от воздействия разбивающихся волн;

– при глубине $H < H_{кр}$ на примыкающей к вертикальной стенке участке дна протяженностью не менее $0.5\bar{\lambda}_H$ выполняется расчет волновых нагрузок и сооружений от воздействия прибойных волн.

У вертикальной стенки, расположенной на достаточно большой глубине, фронтально подходящие со стороны моря волны испытывают полное отражение, и в результате интерференции образуются стоячие волны. При глубине моря у сооружения, близкой к двукратной высоте волны, наступает переходный режим, при котором гребни растут, их вершины заостряются, волна начинает разрушаться, разбиваясь о стенку. Полное разрушение волны у стенки происходит при глубине над бермой $H_6 = 0.7h$. Формирование разбитой волны при расположении сооружений на искусственных основаниях определяется в значительной мере степенью ее отражения от сооружения. Интенсивность отражения в свою очередь зависит как от параметров волн, включая и их крутизну, так и от характеристик сооружения, таких, как крутизна переднего откоса, ширина бермы, высота искусственного основания и степень его проницаемости и шероховатости.

Соответственно изменению формы волны у сооружения изменяется и характер распределения давления на него (рис. 3.1).

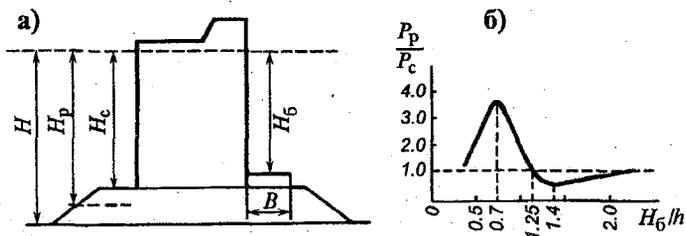


Рис. 3.1. Схема сооружения с вертикальной стенкой (а) и изменение давления на стенку (б) с уменьшением глубины моря над бермой H_6 (по лабораторным данным) [31].

H – глубина моря; H_p – условная расчетная глубина; H_c – глубина моря над подошвой; B – ширина бермы; P_p – давление разбитых волн; P_c – давление стоячих волн.

Максимальное давление на вертикальное сооружение со стороны моря от подходящей волны уменьшается при изменении глубины моря до $H_6 = 1.4h$, соответствующей формированию волны переходного типа. При глубине моря над бермой от $1.25h$ до $0.7h$ и формировании в этом случае разбивающихся волн волновое давление на сооружение растет, достигая максимума при $H_6 = 0.7h$, т.е. при разбивании волны непосредственно на стенке сооружения. Резкое возрастание волнового давления начинается с момента, когда при взаимодействии волны с вертикальной стенкой начинают наблюдаться частичное разрушение гребня и всплески воды. С уменьшением глубины моря над бермой ($H_6 < 0.7h$), т.е. при формировании прибойных волн, волновые нагрузки на вертикальные гидротехнические сооружения при взаимодействии последнего с подходящей прибойной волной заметно уменьшаются.

Вид кривых изменения волнового давления непосредственно связан с характером движения частиц воды взволнованной поверхности (рис. 3.2) и может служить критерием для установления границ наблюдающегося того или иного типа волнения, который, как ранее отмечалось, зависит от крутизны подходящих к сооружению волн, относительной глубины, уклона переднего откоса сооружения и ширины бермы B .

Для стоячей волны изменения давления в любой точке по высоте стенки за время прохождения гребня или впадины характеризуются симметричными кривыми, соответствующими наивысшему и наинижнему положениям уровня взволнованной поверхности (рис. 3.2 а). При этом на гребне волнового давления отмечаются два максимума (I и II) с незначительным относительным минимумом (III).

При переходном режиме волнения положение узлов и пучностей не остается постоянным. Изменяется также и характер движения частиц воды на взволнованной поверхности, при котором радиус кривизны траектории колебательного движения частиц по мере уменьшения глубины над бермой до $H_6 = 1.25h$ увеличивается, вследствие чего горизонтальные составляющие скорости возрастают, и следовательно, высота волн у стенки больше, чем

при стоячих волнах (рис. 3.2 б). При переходном типе максимум волнового давления *II* уменьшается, максимум *I* увеличивается, а

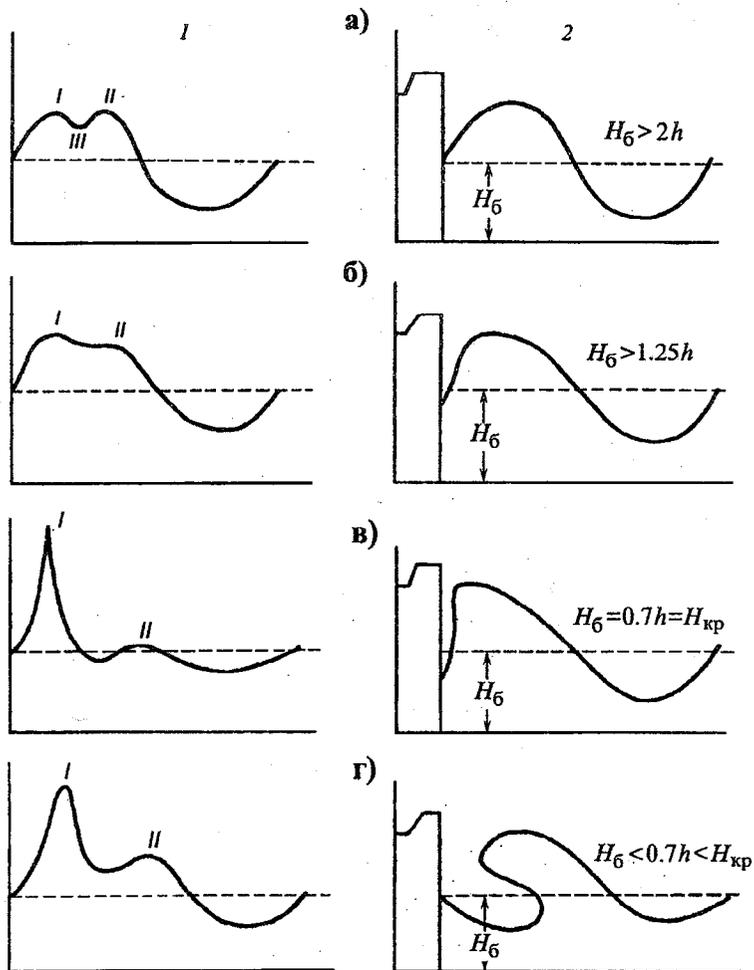


Рис. 3.2. Профили давления (1) и взволнованной поверхности (2).

а – стоячая волна; б – волна переходного типа; в – разбивающаяся волна; г – прибойная волна.

время его прохождения уменьшается. Таким образом, при уменьшении глубины моря над бермой признаки волнового давления, характерные для стоячих волн, ослабевают и в то же время

начинают проявляться и накапливаться черты, свойственные воздействию от разбивающихся волн.

При глубине моря над бермой $H_6 < 1.25h$ характер взволнованной поверхности все больше изменяется, вершины волн при подходе к сооружению заостряются и взаимодействие волны со стенкой сопровождается всплесками, разрушением гребня волны и отрывом масс воды при наивысшем подъеме (рис. 3.2 в). При глубине $H_6 = 0.7h$ происходит полное разрушение волн и удар их о стенку сооружения. При этом на стенке резко возрастает динамическое давление. Максимум давления I может действовать на протяжении нескольких сотых долей секунды.

Формирование разбитой волны у сооружения, расположенного на искусственном основании, представляет собой достаточно сложный процесс и происходит различно в зависимости от степени отражения волны от такого основания и формы лицевой грани подошвы сооружения. Наиболее резкий характер формирования разбивающейся волны наблюдается при крутых волнах и при $H_6 = 0.7h$, малой ширине бермы ($B \approx h$) и крутых уклонах переднего откоса основания ($i = 1:2 \div 1:3$). При тех же значениях H_6 и B , но при более пологих уклонах основания и при подходе более длинной и пологой волны ($h/\lambda = 1/20$) резкого подъема гребня волн не наблюдается.

Прибойная волна также создает динамическую нагрузку на стенку, но она оказывается меньше по сравнению с нагрузкой от разбивающейся волны, а продолжительность воздействия этой волны длиннее (рис. 3.2 г). Высота всплеска воды при ударе разбитых или прибойных волн на сооружение может достигать нескольких десятков метров. Известны случаи повреждения конструкций, расположенных на высоте 40–50 м.

При взаимодействии с разбивающимися и прибойными волнами гидротехнические сооружения совершают вынужденные и свободные колебания, а при взаимодействии со стоячими волнами – только вынужденные колебания. При этом амплитуда вынужденных колебаний от воздействия стоячих волн может оказаться весьма значительной. В инженерной практике в некоторых случаях расчет сооружений на воздействие разбитых и прибойных

ВОЛН ВЫПОЛНЯЕТСЯ С УЧЕТОМ ДИНАМИЧЕСКОГО ХАРАКТЕРА НАГРУЗОК (динамические методы расчета). При расчете волновых нагрузок от воздействия стоячих волн применяются статические методы.

При обрушении волны формируется волноприбойный поток, движущийся вверх по склону. Если на откосе, выше места разрушения волны, расположена вертикальная стенка, то волноприбойный поток при встрече с препятствием вызывает всплеск больших масс воды, которые при обрушении могут вызывать разрушение откоса перед стенкой (это расстояние составляет примерно 0.25λ). В этом случае сооружение может потерять устойчивость, что в конечном счете приведет к разрушению сооружения. При проектировании гидротехнических сооружений, расположенных в зоне волноприбойного потока, следует предусматривать возможность подобного явления.

В реальных условиях эксплуатации оградительных сооружений наблюдается, как правило, не фронтальный, а косой подход гребня волны. Взаимодействие волн с сооружениями в этом случае имеет ряд особенностей. В частности, как установлено в результате лабораторных и натурных исследований, равнодействующая давления волн на 1 м длины сооружения при $\alpha = 45^\circ$ (α – угол между лучем волны и сооружением) может быть больше соответствующей величины при фронтальном подходе в $1.2 \div 1.5$ раза и уменьшается при увеличении и уменьшении угла α . Кроме того, при косом подходе волн равнодействующая давления на 1 м ширины сооружения будет неодинакова по длине секции, так как вдоль сооружения перемещается интерферированная волна и в пределах секции взволнованная поверхность может располагаться и выше и ниже спокойного уровня [26].

3.1.2. Взаимодействие ветровых волн с сооружениями откосного профиля

При подходе волны к откосным сооружениям, имеющим достаточно крутой уклон ($i = 0.5 \div 0.2$), одновременно с разрушением волны наблюдается ее отражение, которое возрастает с увеличением крутизны волны и с уменьшением шероховатости и

проницаемости откоса. Так, например, от проницаемого откосного сооружения в виде наброски из камня или бетонных блоков отражение волны в два раза меньше, чем от гладкого непроницаемого покрытия. Уменьшение отражения волн сопровождается ослаблением волнового давления. Резкое нарастание давления в начальный момент времени, характерное для непроницаемого покрытия, практически отсутствует при взаимодействии волны с проницаемым сооружением.

При перемещении волны над откосными сооружениями происходит искажение профиля волны: крутизна заднего склона уменьшается, а переднего – увеличивается. На некоторой глубине над откосом профиль волны достигает предельной асимметрии, а высота волны – максимального значения. При дальнейшем продвижении волны вверх по откосу на гребне образуется свободно падающая струя воды и волна разрушается (рис. 3.3). Критическая глубина, на которой разрушается волна, увеличивается при уменьшении заложения откоса и крутизны волны.

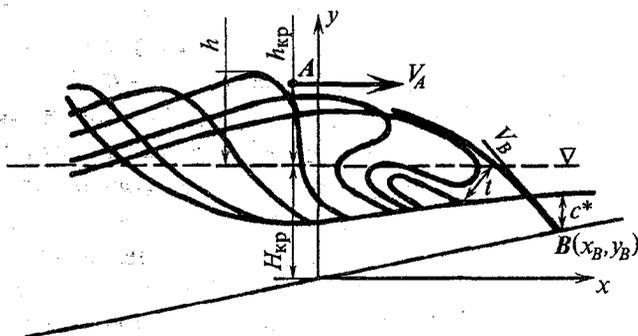


Рис. 3.3. Схема разбивания волн на откосе [26].

h – максимальная высота гребня; $h_{кр}$ – высота гребня волны на критической глубине $H_{кр}$; V_A – скорость частиц воды на глубине $H_{кр}$; t – толщина струи; c^* – толщина “водяной подушки”; V_B – скорость частиц воды в момент удара на откосе в точке B .

Степень отражения волны r на практике определяется следующим образом:

$$r = k_m h_{отр} / h_H, \quad (3.1)$$

где k_m – коэффициент, учитывающий шероховатость и проницаемость откоса (при гладком покрытии равен 1.0, а при наброске из камня и массивов – 0.5); $h_{отр}$ и h_H – высота соответственно отраженной и исходной волны, м.

Для глубокой воды, когда $H > \lambda/2$, высота отраженной волны определяется по эмпирическим формулам в зависимости от крутизны откоса:

для откосов с уклоном менее 1/3.7

$$h_{отр} = \frac{\bar{h}_{ГЛ}}{4\pi^{5/2}}, \quad (3.2)$$

а для откосов круче 1/3.7

$$h_{отр} = \sqrt{\frac{2\varphi}{\pi}} \frac{\bar{h}_{ГЛ}}{\pi(1+m^2)}, \quad (3.3)$$

где $\bar{h}_{ГЛ}$ – средняя высота волн на границе глубоководной и мелководной зон; φ – угол линии откоса с горизонтом в радианах; m – заложение откоса ($m = \text{ctg}\varphi$).

Для определения $h_{отр}$ на мелководье используется график (рис. 3.4), входными параметрами для которого служат рассчитанные параметры волн на глубокой воде, значения $\bar{\lambda}_{ГЛ}/\bar{h}_{ГЛ}$ и $H/\bar{\lambda}_{ГЛ}$, и определяется отношение $h_{отр}/\bar{h}_{ГЛ}$.

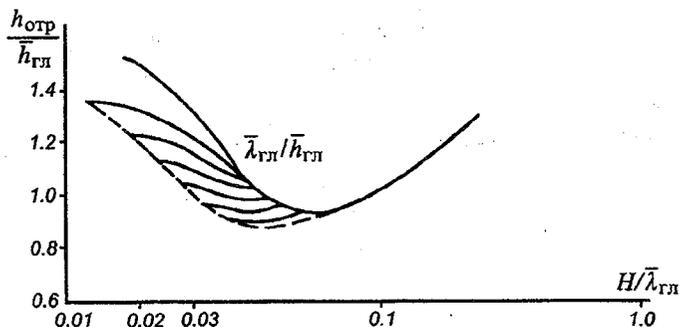


Рис. 3.4. Номограмма для определения высоты отраженной волны.

Величина r при взаимодействии волн с откосом может изменяться от 0.1 (полное разрушение) до 1.0 (полное отражение волн). Поэтому при строительстве откосных сооружений лучше делать их круче, но с большей шероховатостью и проницаемостью, т.е. применять крупные камни и бетонные блоки. В этом случае давление на сооружение не носит ударного характера, а изменяется почти по синусоиде с постоянной амплитудой.

Зоной разрушения волны является ее участок X_B от места срыва струи с гребня волны до встречи ее с откосом. Эта зона ограничена критической глубиной $H_{кр}$ и местом удара струи (точка B на рис. 3.5). В этом случае $H_{кр}$, например при гладком откосе, определяется по формуле

$$H_{кр} = h \left(0.47 + 0.23 \frac{\lambda}{h} \right) \frac{1+m^2}{m^2}. \quad (3.4)$$

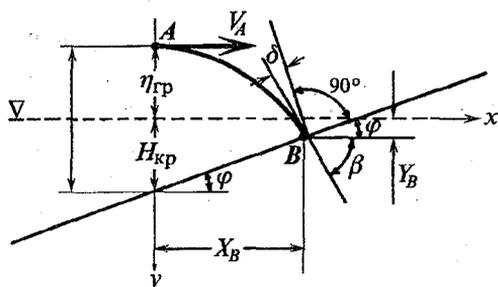


Рис. 3.5. Схема для определения точки удара волны B на откосе [89].

Для волн с крутизной h/λ от 0.02 до 0.14 и заложением откоса m от 1.5 до 5.0 $H_{кр}$ изменяется от $0.7h$ до $1.7h$, но наиболее часто пределы изменения $H_{кр}$ от $0.9h$ до $1.2h$.

В момент срыва струи с гребня волны, что происходит в точке

A (см. рис. 3.5), ее скорость V_A равна сумме орбитальной и поступательной скоростей на глубине $H_{кр}$. Вектор V_A принимается горизонтальным, а выражение для определения скорости частиц воды в точке A имеет следующий вид [5, 26]:

$$V_A = h \sqrt{\frac{\pi g}{2\lambda}} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{\lambda} + n \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi}} \operatorname{th} \frac{2\pi H}{\lambda}, \quad (3.5)$$

где

$$n = 4.7 \frac{\pi}{\lambda} + 3.4 \left(\frac{m}{1+m^2} - 0.85 \right). \quad (3.6)$$

Струя, сорвавшись с гребня, под действием силы тяжести движется по параболической траектории, уравнение движения которой:

$$\frac{gx^2}{2V_A^2} + y - y_0 = 0, \quad (3.7)$$

где $y_0 = H_{кр} + \eta_{гр}$; $\eta_{гр}$ – возвышение гребня над спокойным уровнем.

Решая уравнение (3.7) совместно с уравнением откоса

$$y = X \operatorname{tg} \varphi,$$

где φ – угол наклона откоса, получим уравнение

$$\frac{gX^2}{2V_A^2} + X \operatorname{tg} \varphi - y_0 = 0$$

или

$$X^2 + \frac{2V_A^2}{gm} X - \frac{2V_A^2 y_0}{g} = 0. \quad (3.8)$$

Из уравнений (3.7) и (3.8) определяются координаты точки удара струи B (см. рис. 3.5)

$$X_B = \frac{-\frac{V_A^2}{m} \pm V_A \sqrt{\frac{V_A^2}{m^2} + 2gy_0}}{g}, \quad (3.9)$$

$$Y_B = \frac{X_B}{m}. \quad (3.10)$$

Из точки A в точку B на откосе частица воды попадет через момент времени t

$$t_B = \frac{X_B}{V_A}. \quad (3.11)$$

Скорость струи в точке соприкосновения с откосом (точка B) в момент времени t равна

$$V_B = \sqrt{\eta^* \left[(V_B^2)_x + (V_B^2)_y \right]}, \quad (3.12)$$

где

$$(V_B)_x = V_A; \quad (V_B)_y = -gt_B = -\frac{gX_B}{V_A}.$$

В уравнении (3.12) η^* – эмпирический коэффициент, учитывающий уменьшение скорости при растекании струи в слое водяной подушки c^* (см. рис. 3.3), скатывающейся с откоса:

$$\eta^* = 1 - (0.017m - 0.02)h. \quad (3.13)$$

Направление струи при подходе к откосу в точку B составляет с горизонталью угол β , который можно получить, дифференцируя уравнение (3.7) по x :

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{gX}{V_A^2}, \quad (3.14)$$

при $x = X_B$ (см. рис. 3.5)

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \beta = \frac{gX_B}{V_A^2}. \quad (3.15)$$

В результате имеем

$$X_B = -\frac{\operatorname{tg} \beta V^2}{g}. \quad (3.16)$$

Подстановкой значения X_B в уравнение (3.9) определяется величина $\operatorname{tg} \beta$

$$\frac{\operatorname{tg} \beta V_A^2}{g} = \frac{-\frac{V_A^2}{m} \pm V_A \sqrt{\frac{V_A^2}{m^2} + 2gy_0}}{g}. \quad (3.17)$$

Тогда

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{m} \pm \sqrt{\frac{1}{m^2} + \frac{2gy_0}{V_A^2}}$$

или

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \varphi \pm \sqrt{\operatorname{tg}^2 \varphi + \frac{2gy_0}{V_\lambda^2}}. \quad (3.18)$$

Угол между касательной к траектории в точке B и нормалью к откосу (см. рис. 3.5) равен

$$\delta = 180^\circ - 90^\circ - \varphi - \beta = 90^\circ - (\alpha + \beta). \quad (3.19)$$

После обрушения разрушенная волна растекается по откосу сооружения, оказывая на него воздействие. Накат на откосные сооружения определяется при расчете нагрузок, определении скорости волнового потока на откосе и выборе верхней границы крепления откосов.

Высота наката волны на откос может быть рассчитана по формуле

$$h_{\text{н}} = \frac{2k_n k_s h}{m} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}}. \quad (3.20)$$

Выражение (3.20) используется для приблизительных оценок значений $h_{\text{н}}$. Более точно высота наката волны определяется как [24, 32]

$$h_{\text{н}} = k_m k_s k_w k_\alpha k_r k_i h_{\text{н}\%}, \quad (3.21)$$

где k_m – коэффициент шероховатости (изменяется от 0.7 до 1.0); k_s – коэффициент проницаемости, изменяющийся от 0.5 до 1.0 (см. табл. 2.15); k_w – коэффициент, зависящий от скорости ветра и изменяющийся в пределах от 0.8 до 1.5 (табл. 3.1); k_α – коэффициент, зависящий от угла подхода волны и изменяющийся в пределах от 0.76 до 1.0 (табл. 3.2); k_r – коэффициент, зависящий от пологости волны на глубокой воде и заложения

Таблица 3.1. Значения коэффициента k_w

W, м/с	ctgφ		
	1-2	3-5	>5
≥20	1.4	1.5	1.6
10	1.1	1.1	1.2
≤5	1.0	0.8	0.6

откоса; определяется по графику (рис. 3.6); k_i – коэффициент (табл. 3.3) для определения высоты наката обеспеченностью i по накату, зависящий от неравномерности наката волны.

Таблица 3.2. Значения коэффициента k_α

α°	0	10	20	30	40	50	60
k_α	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.82	0.76

Таблица 3.3. Значения коэффициента k_i

$i\%$	0.1	1	2	5	10	30	50
k_i	1.10	1.00	0.96	0.91	0.86	0.76	0.68

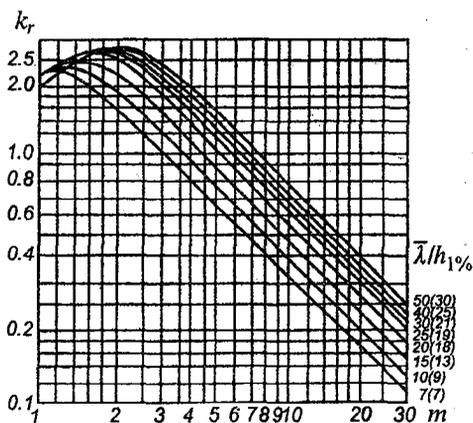


Рис. 3.6. Графики для определения значений коэффициента k_r [32].

Выражение (3.21) для определения высоты наката на откос учитывает как регулярный, так и нерегулярный характер волнения, обеспеченность высот волн в системе и по накату, а также косо́й подход волн к откосу. Расчетные значения высоты наката волн пологостью $\bar{\lambda}/h_1\% = 15$ наилучшим образом соответствуют данным наблюдений в натуре; при пологости

волн 10 и 20 между расчетными и натурными данными существует пропорциональная зависимость; расхождения между расчетом и реальными условиями находятся в пределах точности выполняемых измерений в натуре [24].

При наличии бермы у откосного сооружения высота наката волн на откос определяется по (3.21) с введением дополнительного коэффициента k_{br} , определяемого по графику [24].

В некоторых случаях рассчитанная по (3.21) высота наката на откосные сооружения, укрепленные обыкновенными бетонными плитами и фасонными блоками, оказывается заниженной по сравнению с измеренной в натуральных условиях. Обусловлено это недостаточно полным учетом влияния пористости наброски при $d/h_{1\%} > 0.2$ (d – характерный размер шероховатости (защитного элемента), приведенный к размеру ребра куба и рассчитываемый через массу блока $d = \sqrt{m/\rho_m}$; m – масса блока; ρ_m – плотность материала блока). По материалам обобщения лабораторных и натуральных данных в таких случаях численные значения коэффициента проницаемости k_s определяются по формуле (при неизменном значении коэффициента шероховатости $k_n = 0.7$):

$$k_s = 1 - \frac{\Pi}{100}, \quad (3.22)$$

где Π – пористость, % (табл. 3.4).

Таблица 3.4. Значения пористости откоса [24]

Конструктивные формы блоков для крепления откосов	Пористость, %
Обыкновенные бетонные массивы	41...44
Тетраподы	50
Гексалеги	47
Гексабиты и пентаподы	55
Долосы	60
Массивы с прорезями	68...72

При распространении волн над откосами или дном с уклонами $\text{tg}\alpha \leq 0.33$ высота наката волн может быть определена [24, 37] (с последующим умножением на коэффициенты выражения (3.21)):

для глубин $H > 2h_{1\%}$ в зависимости от пологости волны на глубокой воде $\bar{\lambda}_{\text{гл}}/h_{\text{гл},1\%}$

$$h_{\text{н},1\%} = 1.35 \text{tg}\alpha \left(\bar{\lambda}_{\text{гл}} / h_{\text{гл},1\%} \right)^{0.46} h_{\text{гл},1\%}; \quad (3.23)$$

для глубин $H > 2h_{1\%}$ в зависимости от пологости волны на глубине $H = 2h_{1\%}$:

$$h_{н,1\%} = 0.9 \operatorname{tg} \alpha \left(\bar{\lambda} / h_{1\%} \right)^{0.6} h_{1\%}. \quad (3.24)$$

Откосные сооружения не должны размываться перед основанием и за ним (с тыловой стороны). В случае, если волновые скорости превышают скорости размывания, перед откосом должно быть уложено дополнительное крепление. Чтобы не размывался тыловой откос, нельзя допускать больших переплесков воды через сооружение, которые могут размывать грунт, а в случае оградительных сооружений – усилить волнение в порту.

Для определения границы крепления откоса и обеспечения неразрываемости сооружений и грунтов у его основания требуется определение донных скоростей перед основанием и на поверхности откоса. При максимальных донных скоростях, превышающих допустимые, необходимо укрепление грунта, т.е. защита его от размыва на полосе шириной $(0.15 \div 0.25) \bar{\lambda}_H$. Определить допускаемые значения донных скоростей V_d для грунта с крупностью зерен $D \leq 100$ мм можно с использованием графика (рис. 3.7), а для грунта с более крупными зернами – по формуле [24]

$$V_d = 1.52 \sqrt{\frac{\rho_{gr} - \rho}{\rho}}. \quad (3.25)$$

Максимальное значение донных скоростей V_{\max} у основания откосного сооружения при глубине $H > H_{кр}$ определяется как

$$V_{\max} = \frac{\pi h k_{sl}}{\sqrt{\frac{\pi \bar{\lambda}_H}{g} \operatorname{sh} \left(\frac{4zH}{\bar{\lambda}_H} \right)}}, \quad (3.26)$$

а при глубине $H \leq H_{кр}$, т.е. при расположении сооружения в прибойной зоне:

$$V_{\max} = k_{sr} \sqrt{g(h_{н,1\%} + H)}, \quad (3.27)$$

3.1.2. Взаимодействие ветровых волн с сооружениями откосного профиля

где $h_{п,1\%}$ — высота волны в прибойной зоне; k_{sl} — коэффициент, принимаемый по табл. 3.5; k_{sr} — коэффициент, определяемый по табл. 3.6.

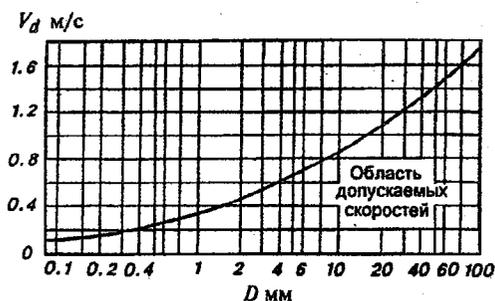


Рис. 3.7. Графики для определения допустимых значений донных скоростей.

где η_n — наимизший уровень воды; H_0 — расчетная глубина моря, для которой выполняется равенство $V_{\max} = V_d$ и которая равна

$$H_0 = \frac{\bar{\lambda}_H}{4\pi} \operatorname{arcsch} \left(\frac{\pi g k_{sl}^2 h_{п,1\%}}{\bar{\lambda}_H V_d^2} \right). \quad (3.29)$$

При проектировании сооружений откосного профиля и креплении откосов из рваного камня, обыкновенных и фасонных бетонных или железобетонных блоков масса отдельного элемента

Таблица 3.5. Значения коэффициента k_{sl}

Угол наклона откоса φ°	Пологость волны λ/h				
	10	15	20	30	40
14.5	0.80	0.83	0.88	1.04	1.08
26.5	0.82	0.91	1.08	1.34	1.46
45.0	0.93	1.07	1.20	1.50	1.50
67.5	1.00	1.12	1.20	1.50	1.50

Таблица 3.6. Значения коэффициента k_{sr}

$h_{п,1\%}/H \dots$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
$k_{sr} \dots\dots$	0	0.10	0.16	0.22	0.26	0.28	0.30	0.33

m или m_z (в тоннах), соответствующая состоянию его предельного равновесия от воздействия ветровых волн, определяется:

– при расположении камня или блока на участке откоса от верха сооружения до глубины $z = 0.7h$ по формуле

$$m = \frac{3.16k_{fg}^2 \rho_m h^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^3 \varphi}} \sqrt{\frac{\bar{\lambda}_H}{h}}; \quad (3.30)$$

– при глубине $z > 0.7h$ по формуле

$$m_z = m \exp\left[-7.5z^2 / h\bar{\lambda}_H\right], \quad (3.31)$$

где k_{fg} – коэффициент, определяемый по табл. 3.7; ρ_m – плотность камня, т/м³. При наличии бермы у сооружения или в тех случаях, когда $\bar{\lambda}_H / h > 0.15$, необходимо уточнение коэффициента k_{fg} по опытным данным.

Таблица 3.7. Значения коэффициента k_{fg}

Элементы крепления	Наброска	Укладка
Камень	0.025	–
Обыкновенные бетонные блоки	0.021	–
Тетраподы	0.008	0.0058
Диподы	0.0057	0.0049
Трибары	0.0057	0.0034
Гексалеги, гексабиты	0.0043	0.0034
Пентаподы	0.0042	0.0034

Приведенные выше соотношения получены либо из теоретических соображений, либо из выполненных экспериментов в натуре, потому что, как отмечалось выше, в лотках и бассейнах разбитые волны моделировать не удается.

Если откос сооружения расположен на некотором расстоянии x от линии уреза воды и на него воздействует поток от разрушенной волны, то в этом случае масса защитного элемента определяется следующим образом:

$$m_x = k_a k_x^2 m,$$

где k_a – коэффициент, характеризующий крутизну подводного склона; k_x – коэффициент, зависящий от пологости подводного склона $\operatorname{ctg} \alpha$, расстояния x и отношения $h/\bar{\lambda}$ [24]. Значения x для сооружений, расположенных выше уреза, принимаются со знаком плюс, а мористее уреза – со знаком минус.

Волновые скорости на откосе различны в момент удара струи, наката и ската волнового заплеска, на сплошных и проницаемых, крутых и пологих откосах. Наибольшая скорость на прямолинейных и непроницаемых откосах при обрушении волны отмечается в зоне удара струи (точка 2, рис. 3.8) и определяется по формуле

$$V_z = \sqrt{\xi \left[V_A^2 + \frac{m^2 g^2 (H_{\text{кр}} - z_2)}{V_A^2} \right]}, \quad (3.32)$$

где ξ – эмпирический коэффициент, учитывающий уменьшение скорости при растекании струи в слое водяной подушки c^* (см. рис. 3.3), определяется по табл. 3.8; m – заложение откоса; V_A – горизонтальная проекция скорости движения струи в момент ее срыва с гребня волны, определяемая по уравнению (3.5) или [24]:

$$V_A = \frac{gh\bar{v}}{2\bar{\lambda}} + \frac{\bar{\lambda}}{\bar{v}} \left[4.7 \frac{h}{\bar{\lambda}} + 3.4 \left(\frac{m}{\sqrt{1+m^2}} - 0.85 \right) \right]; \quad (3.33)$$

z_2 – заглубление точки 2 (см. рис. 3.8) ниже расчетного уровня, которое, согласно [16], определяется по формуле

$$z_2 = -\frac{V_A}{gm^2} \sqrt{V_A^2 + 2g(\eta_{\text{гр}} + H_{\text{кр}})m^2} + \frac{V_A}{gm^2} + H_{\text{кр}}; \quad (3.34)$$

$\eta_{\text{гр}}$ – возвышение гребня волны над спокойным уровнем при $H = H_{\text{кр}}$, равно

$$\eta_{\text{гр}} = h \left[0.95 - (0.84m - 0.25) \frac{h}{\bar{\lambda}} \right]; \quad (3.35)$$

$H_{\text{кр}}$ – критическая глубина на гладком откосе.

В точках, расположенных ниже точки 2, максимальная скорость на откосе уменьшается линейно (см. рис. 3.8) до глубины z_5

$$z_5 = \frac{1.22}{m^{0.8}} \sqrt{h\bar{\lambda}}, \quad (3.36)$$

на которой она равна

$$V_z = \frac{n\pi h}{\sqrt{\frac{\pi\bar{\lambda}}{g} \operatorname{sh}\left(\frac{4\pi H}{\bar{\lambda}}\right)}}, \quad (3.37)$$

где n – коэффициент, зави-
сящий от пологости волны

$\bar{\lambda}/h$ и изменяющийся в пределах от 0.6 до 0.8 (табл. 3.9).

Таблица 3.8. Значения коэффициента ξ

ctgφ	h м				
	1	2	3	4	5
1.5	0.995	0.99	0.984	0.978	0.97
3	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
5	0.94	0.87	0.81	0.74	0.68
7	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
10	0.85	0.70	0.55	0.40	0.25
15	0.77	0.53	0.30	0.06	–
20	0.68	0.36	0.04	–	–
30	0.51	0.02	–	–	–

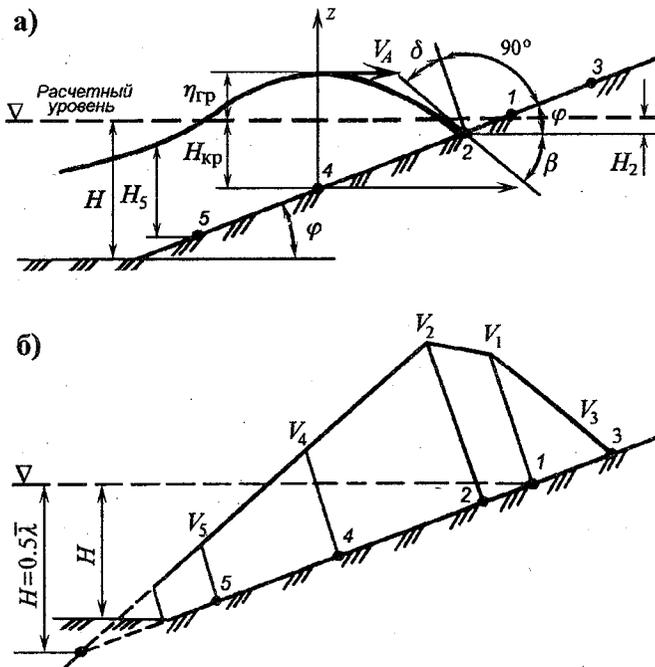


Рис. 3.8. Скорость волны на откосе.

При глубине $H \geq z_5$ волновые скорости определяются интерполяцией между их значениями в точке 5 и на глубине $H=0.5\bar{\lambda}$, на которой скорость потока равна нулю (рис. 3.8).

Таблица 3.9. Значения коэффициента n

$\bar{\lambda}/h$	8	10	15	20
n	0.6	0.7	0.75	0.8

Скорость накатывающегося потока воды выше точки 2 линейно уменьшается до величины V_1 в точке 1, соответствующей уровню спокойной воды, тем интенсивней, чем больше шероховатость и проницаемость откоса. Скорость накатывающегося потока V_1 может быть получена из выражения

$$V_1 = \frac{k_n k_s \cdot 10\pi}{2\pi + m} \sqrt[6]{h^2 \bar{\lambda}}, \quad (3.38)$$

где k_n , k_s – коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, определяемые по табл. 2.15.

Выше расчетного уровня скорость воды на откосе убывает также по линейному закону до значения $V_3 = 0$ или может быть рассчитана для точек на этом участке откоса, расположенных от спокойного уровня до точки, соответствующей высоте наката волн, по формуле

$$V_T = V_1 \left(1 - \frac{l}{h_H \sqrt{1+m^2}} \right), \quad (3.39)$$

где l – расстояние вверх по откосу от спокойного уровня до рассматриваемой точки; h_H – высота наката волны, рассчитываемая по формулам (3.20) или (3.21).

При расчете откосных сооружений, образованных наброской сортированного камня, бетонных массивов или фасонных блоков сооружений, рассматривается и оценивается количественно их проницаемость, которая зависит от размеров и формы защитных элементов, от параметров воздействующего волнения и глубины моря перед сооружением. Проницаемые откосные сооружения в виде наброски из камня меньше отражают волны, и давление на них существенно уменьшается. Максимальные

скорости при обрушении волны на проницаемом откосе определяются умножением значений скоростей, рассчитанных для гладкого откоса, на коэффициенты проницаемости k_s и шероховатости k_n , определяемые по табл. 2.15.

В некоторых случаях по экономическим соображениям оказывается нецелесообразным повышать гребень сооружения выше самой большой высоты наката расчетных волн, т.е. преднамеренно идут на перелив воды через гребень сооружения при накате во время сильных штормов. При этом должны быть приняты конструктивные меры по предотвращению разрушения верха сооружения и нижней части откоса при переливе волны [26].

3.1.3. Взаимодействие ветровых волн со сквозными сооружениями

Строительство и эксплуатация морских нефтегазопромысловых сооружений, состоящих, как правило, из отдельных обтекаемых элементов, производится в основном в открытом море, на незащищенных акваториях, и поэтому правильное определение волновых воздействий на них приобретает первостепенное значение. Сведения о волновом режиме в районе строительства и о степени воздействия волн необходимы на всех этапах планирования работ, проектирования и эксплуатации сооружений.

К сквозным (обтекаемым) сооружениям относятся сооружения, которые частично отражают или почти не отражают волны. При рассмотрении взаимодействия волн с обтекаемыми преградами последние различают как горизонтальные преграды (дифракция волн в горизонтальной плоскости) и вертикальные (дифракция волн в вертикальной плоскости). К малым преградам относятся горизонтальные и вертикальные преграды, имеющие малые по отношению к длине волны поперечные размеры, не изменяющие при взаимодействии с волнами их параметры, поэтому эффектом отражения волн в этом случае можно пренебречь. Взаимодействие обтекаемых преград значительных размеров (диаметров) происходит с отражением волн и частичным измене-

нием их параметров, и пренебрегать этим явлением при расчете нагрузок на сквозные сооружения подобного типа нельзя.

При проектировании и расчете сооружений открытого моря (сквозных сооружений) различают следующие волновые режимы:

$D/\bar{\lambda} > 1$ – почти полное отражение волн от сооружения (D – характерный линейный размер преграды, или характерный диаметр преграды);

$D/\bar{\lambda} > 0.2$ – дифракция волн важна;

$D/\bar{\lambda} < 0.2$ – дифракцией волн можно пренебречь;

$D/l_0 > 0.2$ – инерционная составляющая волновой нагрузки является доминирующей (l_0 – параметр ширины орбиты, равный высоте волны на глубокой воде);

$D/l_0 < 2$ – преобладает скоростная составляющая волновой нагрузки.

В настоящее время в достаточной степени исследованы и исследуются три основных направления взаимодействия волн с обтекаемыми преградами [24]:

- обтекание малых преград регулярными волнами;
- обтекание сквозных конструкций из тонких элементов нерегулярными волнами с учетом динамического эффекта;
- обтекание больших преград регулярными волнами.

Аналитические исследования воздействия волн с сооружениями, как правило, базируются на положении теории потенциальных волн при соблюдении граничного условия непротекания жидкости через поверхность преграды. В некоторых исследованиях в основу положены или теория обтекания тела плоскопараллельным потоком, или излучение (отражение) волн с применением дифракционной теории [21, 39].

В общем случае при взаимодействии волн с обтекаемыми сооружениями рассматривают:

- силовое воздействие волн;
- деформация податливых сооружений при действии волн;
- заплеск (накат) волн на сооружение;
- местный размыв дна волнами и течениями у сооружений.

Воздействия волн на сквозные сооружения приводят к деформации податливых сооружений, которая является произ-

водной от силового воздействия волн. Деформация подобных сооружений может рассматриваться как самостоятельный фактор волнового воздействия по следующим причинам [39]:

- деформация определяет условия нормальной эксплуатации сооружений;

- вибрации, возникающие под воздействием волн, могут создавать неблагоприятные условия для обслуживающего персонала;

- деформация податливых, гибких и качающихся сооружений влияет на нагрузку от волн вследствие относительного перемещения конструкции и жидкости, т.е. волновые силы зависят от характера взаимодействия сооружения и волн; при этом сооружение само может трансформировать кинематику волн в зоне взаимодействия.

Заплеск (накат) волн на опорную часть морских сквозных сооружений определяет безопасное возвышение нижней плоскости его верхнего строения и тем самым создает удобства и безопасность эксплуатации сооружения.

Местный размыв дна у оснований сквозных сооружений, возникающий под воздействием волн и течений, – фактор, значимость которого зависит от типа и конструкции сооружения, а также от глубины моря и характера грунта [6, 39]. Местный размыв дна у опорных частей свайных сооружений решетчатой конструкции, расположенных на значительной глубине ($H > 50$ м), невелик вследствие малого влияния сквозных конструкций на кинематику волн и течений и затухания скоростей жидкости на глубине. Размыв грунта у основания сооружения от волнения может проявляться только на мелководье или при очень длинных волнах.

Чем больше размер преграды, тем в большей степени будет изменяться поле скорости жидкости; чем меньше сцепление частиц грунта, тем интенсивнее будет размыв. Это в основном относится к основаниям бетонных гравитационных сооружений, имеющих большие размеры в плане (до 100 м в диаметре). Размыв дна у оснований таких сооружений, расположенных, как правило, на средних глубинах и в мелководной зоне, происходит более интенсивно как от воздействия волнения, так и от течений, кинематика которых в этом случае существенно нарушается.

При рассмотрении взаимодействия волн с обтекаемыми сооружениями возникающие при этом внешние воздействия представляются изменяющимися во времени силами, период действия которых сопоставим с периодом собственных колебаний сооружений. Эффект взаимодействия определяется не только внешними нагрузками, но и динамическими свойствами конструкций.

Одним из результатов взаимодействия волн с вертикальными обтекаемыми преградами является флуктуация силы поддержания F_b , действующая в вертикальном направлении и изменяющаяся в результате изменения объема смоченной части сооружения. При воздействии синусоидальной линейной волны, имеющей амплитуду a_0 , круговую частоту ω и волновое число k , на преграду прямоугольного сечения шириной b возникает сила поддержания (начало координат на передней поверхности преграды; время $t = 0$ соответствует моменту, при котором гребень волны прошел преграду; возвышение уровня воды при $x = 0$ равно нулю) [6]:

$$F_b = \frac{b\rho g a_0}{k} [\sin(kb - \omega t) + \sin \omega t]. \quad (3.40)$$

Для преград других форм расчет этого воздействия включает учет изменения подводного объема преграды во время прохождения волны. В данном случае не учитывается крутизна волны, а для горизонтальных элементов сооружения, находящихся вблизи уровня спокойной поверхности, и явление волнового удара, или слеминга (горизонтальные элементы на горизонте возможного волнового удара обычно не устанавливаются).

Сила волнового удара о горизонтальные элементы сооружения складывается [6]: из силы F_b , вызванной периодическим погружением преграды в воду, и силы, возникающей под действием направленного вверх всплеска частиц воды (рис. 3.9 а). Решение задачи расчета этих сил почти невозможно или, по крайней мере, трудно осуществимо без принятия допущений о геометрии волны, протяженности ее гребня и т.п.

С увеличением размера вертикальной преграды при ее взаимодействии с волнами горизонтальные нагрузки возрастают и тем больше, чем ближе совпадают размеры диаметра преграды с длиной набегающей волны. Крутизна волны до определенной степени

может быть учтена эмпирическими коэффициентами [6]. Однако при ее увеличении (например, непосредственно перед разрушением волны) ударная сила намного превышает силу, обусловленную орбитальной скоростью движения частиц, так как в этом случае частицы воды, находящиеся выше спокойного уровня, перемещаются в основном со скоростью, равной скорости распространения волн.

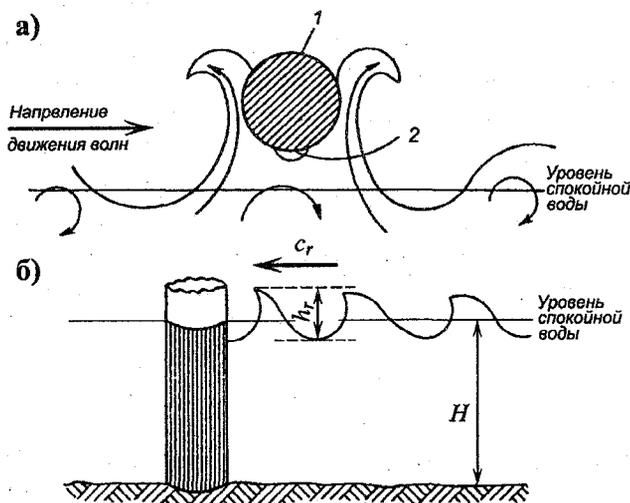


Рис. 3.9. Схема воздействия волн на горизонтальные (а) и вертикальные (б) элементы [6].

h_r и c_r – высота и скорость разрушающейся волны.

Для приближенной оценки сил, возникающих при взаимодействии разбитой волны с вертикальной обтекаемой преградой, можно принять следующее допущение [6]:

- при разрушении волны 75 % ее высоты находится выше уровня спокойной воды (рис. 3.9 б);
- поступательная скорость частиц воды определяется зависимостью:

$$V \approx c_r = \sqrt{gH}, \quad (3.41)$$

где c_r – скорость разрушающейся волны.

Сила, приходящаяся на лицевую поверхность преграды (если ее размер соизмерим с длиной волны), будет равна в этом случае изменению кинетической энергии частиц воды, т.е. динамическому давлению на преграду:

$$P \approx \rho V^2 = \rho g H, \quad (3.42)$$

Сила, действующая на преграду при взаимодействии ее с волной, имеет два основных компонента – скоростной и инерционный. Скоростной компонент обусловлен вязкостью жидкости и обычно принимается пропорциональным квадрату скорости частиц воды относительно преграды и диаметру преграды (без учета вихревых явлений). Инерционный компонент (не зависящий от вязкости) обусловлен гидродинамической, или присоединенной, массой (добавочная масса, которая увеличивает собственную массу перемещающейся преграды) и может рассматриваться как добавочная инерционная сила, направленная против направления движения преграды, и сила воздействия ускоренного потока на неподвижную преграду.

При обтекании преграды волнами происходит искривление линий тока. При этом в укоряющемся потоке жидкости появляется градиент давления, обуславливающий образование приложенной к преграде силы, аналогичной силе поддержания, действующей в вертикальном направлении.

При взаимодействии с волнами опорная (податливая) колонна приводится в движение и в свою очередь излучает волны, которые уносят с собой часть кинетической энергии, вызывая деформирующее влияние жидкости на движение колонны. Значение излучаемых волн зависит от диаметра и амплитуды колебания преграды. При этом чем больше размеры сооружения и амплитуда его колебания, тем больше амплитуда излучаемых волн, обладающих одной частотой и длиной, определяемых законом движения сооружения. При частоте колебаний сооружения

$$\omega^2 = gk \operatorname{th}(kH), \quad (3.43)$$

а для глубокой воды

$$\omega^2 \approx gk, \quad (3.44)$$

длина излучаемых волн

$$\lambda = 2\pi g / \omega^2. \quad (3.45)$$

Эффект излучения волн сооружениями учитывается только для преград большого диаметра, так как они могут излучать значительные волны, когда сооружение в целом испытывает существенные горизонтальные перемещения. Для преград малого диаметра этим эффектом можно пренебречь.

При взаимодействии с волновым потоком группы цилиндров (ряда колонн) следует учитывать влияние каждого из них на поток, действующий на остальные цилиндры. В этом случае наблюдается взаимодействие полей скорости, вызванных каждой из колонн, и другие пространственные эффекты, обусловленные вязкостью воды. Этот случай рассмотрен в работе К. Бреббиа и С. Уокера [6], в которой выполнен анализ действующих сил на колонны в присутствии других. Таким образом, отношение этих сил рассматривается как степень взаимного влияния колонн (рис. 3.10 и 3.11). Сплошная линия на рис. 3.10 характеризует отношение F_2^1/F_1^1 в зависимости от расстояния между колоннами (F_1^1 — сила, действующая на изолированную колонну 1; F_2^1 — сила, приходящаяся на эту же колонну при наличии колонны 2). Эффект взаимодействия с увеличением расстояния между колоннами (диаметр колонн $b = 8$ м) убывает не монотонно: сначала возрастает, затем убывает. Второй пик, меньший первого, наблюдается на расстоянии, соответствующем длине волны.

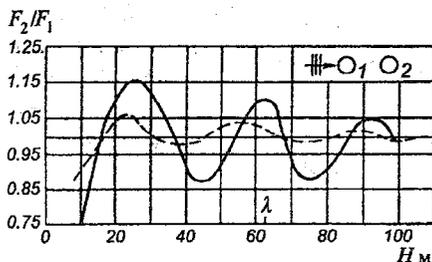


Рис 3.10. Зависимость сил, действующих на колонны, расположенные вдоль направления распространения волн: $\lambda = 62.8$; $k = 0.1$ [6].

Штриховая линия на рис. 3.10 характеризует отношение F_2^2/F_1^2 (F_2^2 — сила, действующая на одиночную колонну 2, а F_1^2 —

сила, действующая на колонну 2 в присутствии колонны 1. В этом случае влияние колонны 1 на колонну 2 меньше, так что термин экранирования здесь не применим, а наблюдается явление резонанса. В области, расположенной непосредственно перед фронтом колонны, набегающая волна отражается от колонны почти полностью. При этом, если фаза отраженной волны от тыловой колонны совпадает с фазой набегающей волны, то происходит наложение волн, вызывающее увеличение действующей волны; в противном случае наблюдается некоторое уменьшение силы, действующей на колонну 1.

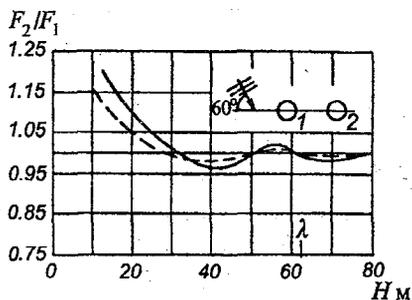


Рис. 3.11. Зависимость сил, действующих на колонны, расположенные по углом 60° к направлению распространения волны: $\lambda = 62.8$; $k = 0.1$ [6].

Таким образом, эффект взаимодействия сказывается в большей степени на колонне 1. Поэтому, если расстояние между колоннами не очень мало, влияние первой колонны на вторую малозаметно.

Соотношение сил в случае, когда угол между направлением распространения волн и линией, проходящей через центры колонн, составляет 60° (рис. 3.11), показывает, что влияние колонн в этом случае меньше, но всё же значительно.

Составными элементами гидротехнических сооружений ферменного типа, кроме опорных колонн (свай), являются наклонные и поперечные цилиндрические связи, подвергающиеся значительному волновому воздействию, особенно при их взаимодействии с волнами вблизи свободной поверхности моря. При расчете горизонтальных сил, возникающих от воздействия волн, на практике рассматриваются только горизонтальные составляющие скорости и ускорения потока, действующие перпендикулярно продольной оси элемента. В реальных условиях векторы скорости и ускорения направлены под углом, изменяющимся в

зависимости от фазы той части волны, которая в данный момент совпадает с осью элемента. При взаимодействии произвольно ориентированных элементов сооружения с набегающим потоком для расчета составляющих волновой нагрузки или суммарной волновой нагрузки, нормальной к оси элемента, скорости и ускорения частиц воды представляются как нормальные векторы v_n и a_n (в случае вертикального цилиндра v_n переходит в v_x для волны, распространяющейся в положительном направлении оси x) [6, 11, 24].

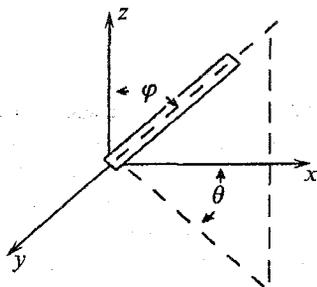


Рис. 3.12. Положение цилиндрического элемента сооружения, произвольно ориентированного в пространстве.

В качестве иллюстрации рассмотрим неподвижный цилиндр, произвольно ориентированный в пространстве в координатах x, y, z (рис. 3.12).

Если принять, что направление распространения волн совпадает с осью x , то связанное с волнением движение воды характеризуется горизонтальной и вертикальной составляющими скорости v_x, v_z и ускорения a_x, a_z (вектор v_n в этом случае не имеет составляющей по оси y). Направление движения жидкости, совпадающее с нормалью к оси цилиндра, в полярной системе координат (в этой системе координат удобнее характеризовать положение оси цилиндра) определяется по формуле [11, 24]

$$v_n = \sqrt{v_x^2 + v_z^2 - (\partial_x v_x + \partial_z v_z)^2}, \quad (3.46)$$

а ее составляющие в направлениях x, y, z :

$$\begin{aligned} v_{nx} &= v_x - \partial_x (\partial_x v_x + \partial_z v_z), \\ v_{ny} &= -\partial_y (\partial_x v_x + \partial_z v_z), \\ v_{nz} &= v_z - \partial_z (\partial_x v_x + \partial_z v_z), \end{aligned} \quad (3.47)$$

где

$$\begin{aligned} \vartheta_x &= \sin \varphi \cdot \cos \theta, \\ \vartheta_y &= \sin \varphi \cdot \sin \theta, \\ \vartheta_z &= \cos \varphi. \end{aligned} \quad (3.48)$$

Аналогично запишутся и выражения для составляющих ускорения нормальных к оси цилиндра:

$$\begin{aligned} a_{nx} &= a_x - \vartheta_x (\vartheta_x a_x + \vartheta_z a_z), \\ a_{ny} &= -\vartheta_y (\vartheta_x a_x + \vartheta_z a_z), \\ a_{nz} &= a_z - \vartheta_z (\vartheta_x a_x + \vartheta_z a_z). \end{aligned} \quad (3.49)$$

Проекции скорости и ускорения на координатные оси определяются из соответствующей теории волн.

3.2. Методы расчета волновых нагрузок

Волновые нагрузки являются основными практически для всех гидротехнических сооружений (оградительных, берегоукрепительных и сооружений открытого моря), кроме сооружений, расположенных в северных морях, где значительным может быть и ледовое воздействие на них. В естественных условиях действующие на сооружение волны находятся под непосредственным воздействием ветра и оказывают большее давление на сооружения, чем свободные волны при тех же параметрах ветра. Эта разница возрастает с увеличением крутизны волн и для максимально крутых волн порядка 1:10 различие в волновых нагрузках может достигать отношения 1.1÷1.5. Максимальное приращение давления наблюдается у поверхности (в 1.3÷1.9 раза) и уменьшается с глубиной по экспоненциальному закону. Точка приложения равнодействующей в этом случае смещается к уровенной поверхности, что приводит к увеличению опрокидывающего момента. Вынужденная волна разбивается о стенку и только частично испытывает

отражение, в результате чего ее силовое давление на сооружение несколько больше по сравнению со свободной волной, полностью отражающейся у стенки.

В естественных условиях на сооружения действуют нерегулярные ветровые волны. Выполненные натурные и лабораторные исследования показали, что нагрузки на сплошные сооружения при воздействии нерегулярных волн не могут превышать нагрузки от регулярных волн.

Выбор конструкции и расположения морских гидротехнических сооружений при их проектировании определяется динамическими нагрузками, которые могут возникать при волновом режиме, характерном для расчетного шторма. В инженерной практике для расчета воздействия волн на сооружения обычно рассматривается отдельная волна, обусловленная экстремальными штормовыми условиями, либо используется статистическое представление о волнении при тех же условиях. В том и другом случае необходимо установить связь между параметрами волнения, скоростями, ускорениями и давлениями в воде. Для этого при расчете волновых нагрузок на сооружения на практике используются различные теории волн, обеспечивающие необходимые точности расчетов.

В зависимости от типа сооружения, его конструктивных особенностей, глубины места в районе строительства, параметров волн, подходящих к нему, степени их воздействия и т.д. используются и различные расчетные методы (рис. 3.13) для определения волновых нагрузок на сооружения и характера взаимодействия волн с ними [6].

Первый и наиболее распространенный метод – *статический* – применяется в случае жестких сооружений (сооружений малой податливости). Он основан на том, что период собственных колебаний жестких сооружений намного меньше периода волновой нагрузки, равного периоду воздействующих волн, и тем самым волновая нагрузка вызывает незначительные ускорения и соответственно инерционные силы, которыми можно пренебречь по сравнению с самими волновыми нагрузками. При использовании результатов статического метода для оценки усталостной долговечности конструкций необходимо учитывать вклад высокочас-

тотных колебаний, т.е. динамический эффект, в накопление повреждений. Считается, что динамический эффект существен, если период колебаний системы превышает 2 с.

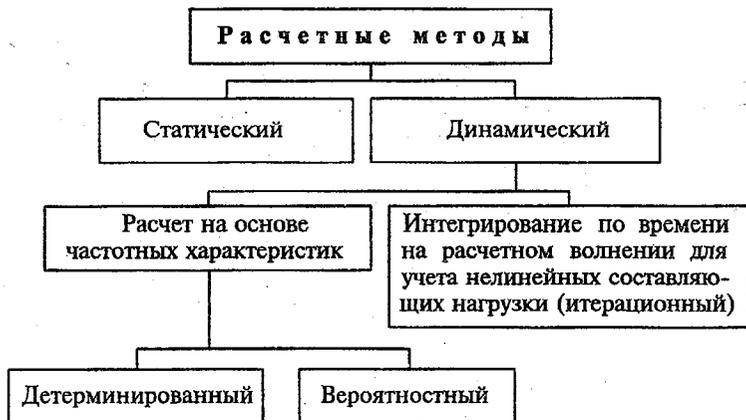


Рис. 3.13. Методы расчета волновых нагрузок.

Если силы инерции элементов конструкции значительны по сравнению с прочими силами, используется *динамический* метод расчета, который выполняется в случаях, когда изменяющиеся во времени волновые нагрузки сообщают элементам сооружения такие ускорения и соответственно инерционные силы, которые соизмеримы с действующими волновыми нагрузками. При этом если нелинейные эффекты в процессе взаимодействия волн с сооружениями пренебрежимо малы, процесс можно рассматривать как установившийся линейный. В этом случае используется *расчет на основе частотных характеристик*. *Итерационные* методы используются в случаях, когда необходимо исследовать процесс во времени. На практике обычно предпочтение (в основном из экономии времени счета) отдают расчету на основе частотных характеристик (линейное решение). Изучение процесса взаимодействия волн с сооружениями во времени и использование в связи с этим итерационного метода необходимо тогда, когда рассчитывается влияние скоростной составляющей волновой нагрузки, или применяется нелинейная теория волн, или оценивается сейсмостойкость конструкций.

Метод решения на основе частотных характеристик делится на *детерминированный* и *вероятностный*. При детерминированном методе расчета в качестве исходных рассматриваются волны, изменение параметров которых в любой момент времени известно, и следовательно, может быть известна на любой момент времени и нагрузка от волн. В этом случае предусматривается использование расчетных параметров волн при определении предельной прочности и кривых обеспеченности высот волн в долговременном распределении при расчете усталостной долговечности сооружений.

При вероятностном методе в качестве исходных рассматриваются случайные (нерегулярные) волны, параметры которых изменяются случайно, поэтому и случайная нагрузка в любой момент времени принимает случайное, заранее неизвестное значение. Вероятностный метод дает возможность оценить поведение сооружений или отдельных их элементов при различных состояниях моря, в том числе и экстремальных. Для вероятностных расчетов внешних условий используются волновые спектры. С помощью соответствующих передаточных функций волновой спектр преобразуется в спектр волновых сил, действующих на сооружение.

3.3. Расчет нагрузок и воздействий волн на оградительные и берегозащитные сооружения

К основным нагрузкам, действующим на оградительные сооружения вертикального профиля, обуславливающим в общем случае их устойчивость и длительность эксплуатации, относятся собственный вес сооружения, давление волн (боковое и взвешивающее) и давление льда.

При расчете волнового воздействия на сооружения основными руководствами являются нормативные документы и рекомендации, в частности "Строительные нормы и правила" (СНиП) [3, 27, 32, 33 и др.], в которые включены апробированные и рекомендуемые для практики методы расчета сооружений, методы определения параметров ветровых волн и их воздействия на сооружения и т.д. В документах по расчету силового воздействия установлены нормативные значения нагрузок на сооружения, в соот-

ветствии с чем определяются коэффициенты запаса при определении их прочности и устойчивости в зависимости от класса капитальности. При расположении порта (гидротехнических сооружений) в районе, подверженном землетрясениям, сооружения рассчитываются на сейсмические нагрузки, которые с соответствием с указаниями СНиП [34] относятся к особым нагрузкам.

При расчете гидротехнических сооружений учитывают наиболее неблагоприятное сочетание воздействия ветровых волн со стороны открытого моря и со стороны огражденной акватории, т.е. при определении нагрузок от волн учитывается их наличие со стороны открытого моря, а со стороны огражденной акватории – воздействие дифрагированных волн, для которых допускается принимать условия, что они являются поступательными, перемещающимися вдоль сооружения. В этом случае возможны два наиболее невыгодных для сооружения сочетания нагрузок:

- подход к сооружению гребня волны со стороны открытого моря и ложбины дифрагированной волны со стороны огражденной акватории;

- подход к сооружению ложбины волны со стороны открытого моря и гребня дифрагированной волны со стороны огражденной акватории.

Кроме того, необходимо учитывать взвешивающее волновое воздействие на основание сооружения и на берменные массивы.

Поскольку характер волнения около сооружения зависит от типа сооружения и его основания, а также от глубины моря около сооружения, при расчете давления волны на вертикальную стенку в зависимости от глубины перед сооружением и над бермой рассматривают *стоячую волну, волну переходного типа, разбитую и прибойную*.

Массивные сооружения типа вертикальной стенки, не испытывающие колебаний при воздействии волн, а также берегоукрепительные сооружения обычно рассчитываются с помощью классической гидродинамической волновой теории, позволяющей при минимальном объеме исходных данных и с наименьшими затратами во времени определять основные параметры сооружения в зависимости от одной расчетной волны. Сооружения или элементы конструкций, которые под воздействием волнения колеблются, при проектировании рассчитываются с использованием

спектральной модели и динамического подхода к их расчету. При этом требуется получить расчетные схемы для каждого типа сооружения в зависимости от характера воздействующего на него волнения. Поскольку получить достаточно точные решения колебательных динамических систем трудно, а данные о спектрах волн и нагрузок для различных типов сооружений отсутствуют, приходится выполнять расчеты на основе классической гидродинамической модели с привлечением некоторых эмпирических констант и при упрощенном представлении сооружения.

При решении инженерных задач большое значение имеет установление связи между значениями волновой нагрузки и ее момента при гребне и ложбине волны. Из эмпирических зависимостей следует, что нагрузка на глубоководный мол при максимальных по высоте волнах в фазе гребня превышает нагрузку в фазе впадины на 13÷15 %, а положительный момент в фазе гребня волны больше момента в фазе впадины на 20÷35 %.

От точности определения силовых нагрузок на сооружение и сил сопротивления зависит надежность сооружения. Предел эксплуатационной способности сооружения наступает при достижении сил, связанных с внешними воздействиями, значений сил сопротивлений, возникающих в конструкциях. Неточность определения расчетных нагрузок и сил сопротивления, а также неточности расчетной схемы могут быть причиной неоправданности заданной по расчету гарантии надежности сооружения. При обычно принимаемых коэффициентах на сдвиг и прочность порядка 1.3÷1.5, точность расчета действующих на сооружение сил должна быть в пределах 20 %. В этом случае предвычисление высоты расчетной волны должно проводиться с точностью 10 %. В случае отсутствия надежных связей нагрузки с высотой волны точность расчета последней должна быть повышена. Для получения расчетной высоты волны с точностью до 10 % необходимы точности в расчетной скорости ветра и в разгоне соответственно до 5 и 10 %. Для получения такой точности необходимы надежные ряды наблюдений за ветром.

Расчетные нагрузки от волн на гидротехнические сооружения I класса и при надлежащем обосновании II класса, так же как и расчетные элементы волн на открытых и огражденных аквато-

риях уточняются на основе данных натуральных наблюдений и лабораторных исследований.

Несмотря на то, что в реальных условиях волны обычно подходят к сооружениям не по нормали (в этом случае несколько изменяется рассмотренный нами ранее характер взаимодействия волн с сооружениями), при практических расчетах давления волн на сооружения вертикального и откосного профилей этим обстоятельством, как правило, пренебрегают и рассматривают только случаи фронтального подхода волн.

Способы расчета волновых нагрузок, действующих на сооружения вертикального профиля со стороны открытого моря, выбираются в зависимости от типа волны, подходящей к сооружению.

3.3.1. Расчет давления на сооружения вертикального профиля от стоячих волн

Расчет горизонтальных волновых нагрузок от воздействия стоячих волн проводится по зависимостям, основанным на детерминистических представлениях ветровых волн заданной обеспеченности. Исследования по определению волновых нагрузок на жесткую вертикальную стенку показали, что учет нерегулярности и трехмерности волн не приводит к существенным уточнениям рассчитанных значений нагрузок.

При воздействии штормовых волн со стороны открытого моря на оградительные сооружения вертикального профиля на огражденной акватории вдоль сооружения могут распространяться только дифрагированные волны. При этом со стороны огражденной акватории сооружение испытывает гидродинамическое давление прогрессивной волны, определяемое на все секции мола (волнолома) для случая совпадения вершины и подошвы волны с серединой секции сооружения.

Горизонтальное и вертикальное давление стоячих волн на сооружения типа вертикальной стенки рассчитываются при глубине моря перед сооружением $H \geq 1.5h$ и глубине моря над бермой сооружения $H_6 \geq 1.25h$ (h – высота поступательной волны на глубине H).

Влияние каменной наброски, расположенной перед стенкой у основания (рис. 3.14), на волновую нагрузку учитывается введением в выражение для волнового давления условной расчетной глубины H_p [24, 32]:

$$H_p = k_6 H + (1 + k_6) H_c, \quad (3.50)$$

где H_c – глубина над подошвой стенки; k_6 – коэффициент, определяемый с использованием графика (рис. 3.15) по известным значениям H_c/H и B/λ ; B – ширина берменного массива каменной постели (см. рис. 3.1).

Волновое давление P (кПа) на вертикальную стенку от воздействия стоячих волн определяется по формуле, полученной на основе потенциальной теории стоячих волн в третьем приближении

$$\begin{aligned} P = \gamma h \frac{\operatorname{ch}[k(H_p - z)]}{2 \operatorname{ch}(kH_p)} \cos(\omega t) + \gamma k h^2 \frac{1 - \operatorname{sh}^2[k(H_p - z)]}{\operatorname{sh}(2kH_p)} \cos(\omega t) - \\ - \gamma \frac{k h^2}{2} \frac{\operatorname{ch}(2kH_p) - \operatorname{ch}[2k(H_p - z)]}{\operatorname{sh}(2kH_p)} \cos(\omega t) - \\ - \gamma \frac{k^2 h^3}{2} \frac{\operatorname{sh}[2k(H_p - z)] \operatorname{sh}[k(H_p - z)]}{\operatorname{sh}(2kH_p) \operatorname{sh}(kH_p)} \cos(2\omega t) \cos(\omega t). \end{aligned} \quad (3.51)$$

Для глубоководной зоны при $H > 0.5 \bar{\lambda}_{\text{гл}}$ расчет ординат волнового давления P (кПа) выполняется по формуле [24, 32]:

$$\begin{aligned} P = \gamma h e^{-kz} \cos(\omega t) - \gamma \frac{k h^2}{2} e^{-2kz} \cos^2(\omega t) - \\ - \gamma \frac{k h^2}{2} (1 - e^{-2kz}) \cos(2\omega t) - \gamma \frac{k^2 h^3}{2} e^{-3kz} \cos^2(2\omega t) \cos(\omega t), \end{aligned} \quad (3.52)$$

где ω – круговая частота, с^{-1} ; k – волновое число, м^{-1} ; t – время, с ; $\gamma = \rho g$; g – ускорение свободного падения, равное 9.81 м/с^2 ; ρ – плотность воды, т/м^3 ; z – ординаты точек, отсчитываемые от рас-

3.3.1. Расчет давления на сооружения вертикального профиля от стоячих волн

четного уровня, т.е. начало координат на уровне спокойной воды, а ось z направлена вертикально вниз.

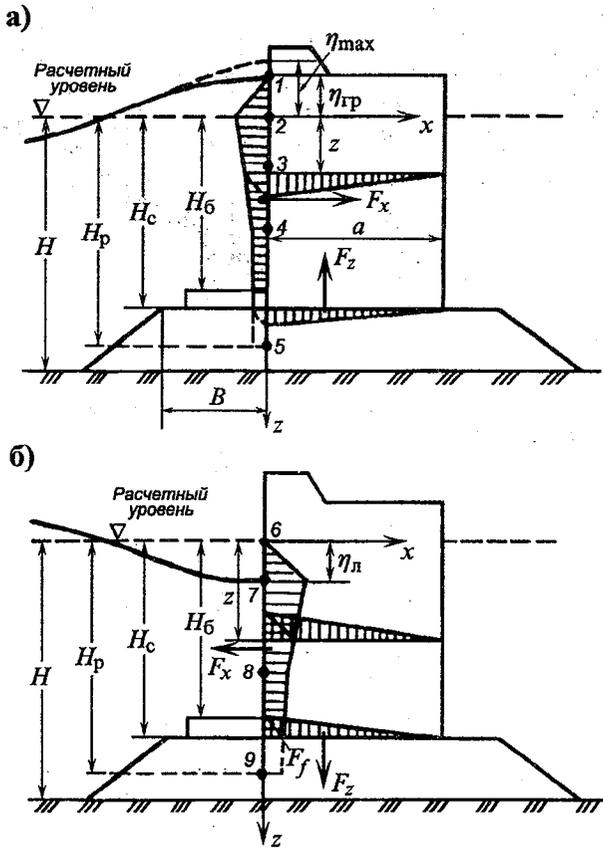


Рис. 3.14. Эпюры давления стоячих волн на вертикальную стенку со стороны открытого моря при подходе гребня (а) и ложбины (б).

Горизонтальная линейная нагрузка F_x (кН/м) определяется по эпюре рассчитанного волнового давления P (кПа) при гребне и ложбине стоячей волны. Для гребня (рис. 3.14 а) при $z = \eta_{гр}$ и ложбине (рис. 3.14 б) при $z = \eta_{л}$ волновое давление принимается равным нулю.

В мелководной зоне ($H < 0.5\bar{\lambda}_{\text{ГЛ}}$) горизонтальная линейная нагрузка на вертикальную стенку при гребне и ложбине F_x (кН/м) стоячей волны определяется по эпюре волнового давления P , построенной по результатам расчетов P_i на глубинах z_i по следующим формулам [24, 32].

При гребне волны:

$$\begin{aligned}
 z_1 &= -\eta_{\text{ГР}} & P_1 &= 0; \\
 z_2 &= 0 & P_2 &= k_2 \rho g h; \\
 z_3 &= 0.25H_p & P_3 &= k_3 \rho g h; \\
 z_3 &= 0.5H_p & P_4 &= k_4 \rho g h; \\
 z_3 &= H_p & P_5 &= k_5 \rho g h;
 \end{aligned}
 \tag{3.53}$$

при ложбине волны:

$$\begin{aligned}
 z_6 &= 0 & P_6 &= 0; \\
 z_7 &= \eta_{\text{Л}} & P_7 &= -\rho g \eta_{\text{Л}}; \\
 z_8 &= 0.5H_p & P_8 &= -k_8 \rho g h; \\
 z_9 &= H_p & P_9 &= -k_9 \rho g h.
 \end{aligned}
 \tag{3.54}$$

В формулах для расчета P_i (3.53) и (3.54) коэффициенты k_2 , k_3 , k_4 , k_5 , k_8 , и k_9 определяются по имеющимся номограммам [см. 17, 24, 32]; $\eta_{\text{ГР}}$ и $\eta_{\text{Л}}$ — соответственно возвышение (гребень) и понижение (ложбина) свободной волновой поверхности, м.

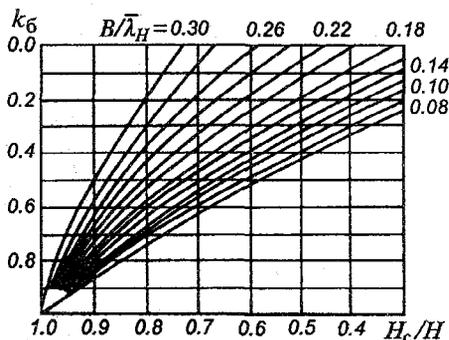


Рис. 3.15. График для определения значения коэффициента k_6 .

Возвышение $\eta_{гр}$ и понижение $\eta_{л}$ свободной поверхности волны у стенки, отсчитываемые от расчетного уровня, определяются соответственно для мелководной и глубоководной зон по формулам [24, 32]

$$\eta_{гр} = -h \cos(\omega t) - \frac{kh^2}{2} \operatorname{cth}(kH_p) \cos^2(\omega t), \quad (3.55)$$

$$\eta_{л} = -h \cos(\omega t) - \frac{kh^2}{2} \cos^2(\omega t), \quad (3.56)$$

где $(kh^2/2) \operatorname{cth}(kH_p)$ – возвышение среднего волнового уровня над уровнем спокойного моря.

Моменты времени подхода гребня или ложбины стоячей волны характеризуются функцией $\cos(\omega t)$. При расчете возвышения и понижения свободной волновой поверхности при воздействии стоячей волны на вертикальную стенку предусматриваются три случая определения η для следующих значений $\cos(\omega t)$:

а) $\cos(\omega t) = 1$ – при подходе к стенке вершины волны, возвышающейся над расчетным уровнем на η_{\max} ;

б) $\cos(\omega t) = -1$ – при максимальном значении горизонтальной линейной волновой нагрузки F_x (кН/м) для подошвы волны, расположенной ниже расчетного уровня на $\eta_{л}$;

в) $1 > \cos(\omega t) > 0$ – при максимальном значении горизонтальной линейной нагрузки F_x (кН/м) для гребня волны, возвышающегося над расчетным уровнем на $\eta_{гр}$.

В последнем случае значение $\cos(\omega t)$ определяется по формуле

$$\cos(\omega t) = \frac{\bar{\lambda}}{\pi h \left(8\pi \frac{H}{\bar{\lambda}} - 3 \right)} \leq 1. \quad (3.57)$$

При значении $(H/\bar{\lambda}) \leq 0.2$ и во всех других случаях, когда рассчитанная (по формуле (3.8)) величина $\cos(\omega t) > 1$, в расчетах принимается $\cos(\omega t) = 1$.

Вертикальные составляющие волнового давления F_z (кН/м) на уровнях подошвы и горизонтальных швов массивовой кладки сооружения – взвешивающие давления – определяются из треугольных эпюр (см. рис. 3.14) и принимаются равными значениям на соответствующих глубинах (для любых горизонтальных сечений стенки) горизонтальных волновых давлений у внешней стенки сооружения при линейном изменении давления в пределах ширины сооружения. Расчеты показывают, что для стоячих волн распределение взвешивающего давления по ширине подошвы сооружения незначительно отличается от линейного и в первом приближении эпюра волнового взвешивающего давления может быть принята в виде треугольника. На противоположной грани стенки взвешивающее давление принимается равным нулю. Взвешивающее давление или волновое давление на подошву сооружения является одним из важных факторов, влияющих на его устойчивость. Оно увеличивает опрокидывающий момент и уменьшает устойчивость сооружения на скольжение по каменной постели, на которой стоит вертикальная стенка.

В случае косо́го подхода волны к сооружениям линейная волновая нагрузка на секцию сооружения уменьшается. Уменьшение нагрузки учитывается умножением рассчитанных ее значений при фронтальном подходе волн на коэффициент, определяемый по табл. 3.10 в зависимости от угла между направлением перемещения волн и нормалью к плоскости передней грани сооружения.

Таблица 3.10. Значения коэффициента k_{cs}

α°	45	60	75
k_{cs}	1.0	0.9	0.7

При перемещении фронта волны вдоль стенки, т.е. при угле, близком или равным 90° , линейная волновая нагрузка на секцию сооружения определяется как от воздействия дифрагированных волн.

При расположении верха сооружения ниже вершины стоячей волны, но не ниже $0.5h$ (сооружение вертикального профиля неполной высоты или недостроенное) относительно спокойного уровня моря волновое давление, рассчитанное по вышеприведенным формулам, умножается на эмпирический коэффициент снижения давления, определяемый по формуле

$$k_c = 0.76 \pm 0.19 \frac{z_{вс}}{h}, \quad (3.58)$$

где $z_{вс}$ – возвышение верха сооружения над расчетным уровнем, м. Знак “+” или “-” в формуле (3.58) принимается соответственно при расположении верха сооружения выше или ниже расчетного уровня моря. Рассчитанные значения возвышения и понижения свободной поверхности для этого случая также умножаются на коэффициент k_c . Горизонтальные волновые нагрузки определяются по площади эпюры волнового давления в пределах высоты вертикальной стенки.

При построении эпюры волнового давления точки, соответствующие рассчитанным значениям волнового давления, соединяются прямыми линиями. Площади эпюр суммируются, и по ним определяются значения горизонтальных F_x и вертикальных F_z сил, действующих на сооружение (см. рис. 3.14).

Расчет волновых нагрузок для противоположной грани стенки сооружения, т. е. со стороны огражденной акватории, выполняется при воздействии дифрагированной волны, распространяющейся в виде поступательной волны вдоль внутренней стенки.

Горизонтальная нагрузка от дифрагированных волн со стороны огражденной акватории определяется при относительной длине секции сооружения $(l_c / \bar{\lambda}) \leq 0.8$ (l_c – длина секции сооружения, м). Расчетная эпюра волнового давления при этом строится по трем точкам (рис. 3.16). В случае, когда вершина распро-

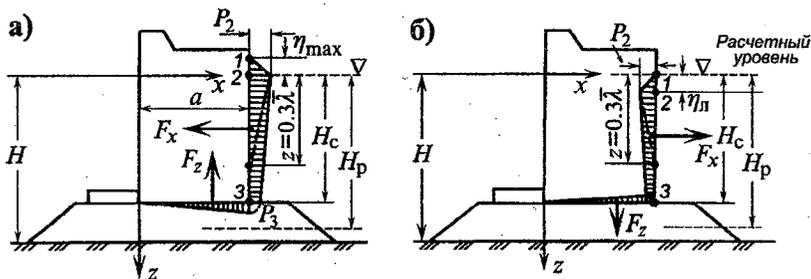


Рис. 3.16. Эпюры давления дифрагированных волн на вертикальную стенку со стороны огражденной акватории при гребне (а) и ложбине волны (б).

страняющейся вдоль стенки волны совмещена с серединой секции сооружения, значения ординат волнового давления на спокойном уровне моря и у основания стенки определяются по формулам [24, 32]

$$z_1 = \eta_{\max} = -\frac{h_d}{2} - \frac{kh_d^2}{8} \operatorname{cth}(kH_p), \quad P_1 = 0, \quad (3.59)$$

$$z_2 = 0, \quad P_2 = k_{\text{сн}} \rho g \left(\frac{h_d}{2} - \frac{kh_d^2}{8} \operatorname{cth}(kH_p) \right), \quad (3.60)$$

$$z_3 = H_c, \quad P_3 = k_{\text{сн}} \rho g \left(\frac{h_d}{2 \operatorname{ch}(kH_p)} - \frac{kh_d^2}{4 \operatorname{sh}(2kH_p)} \right). \quad (3.61)$$

Второе слагаемое в правой части (3.59) представляет собой возвышение среднего волнового уровня над уровнем спокойного моря для поступательной волны.

При совмещении подошвы дифрагированной волны с серединой секции сооружения минимальное давление $P_1 = 0$ приходится на отметку уровня спокойного моря. На уровне подошвы волны при [24, 32]

$$z_2 = \eta_{\text{п}} = \frac{h_d}{2} - \frac{kh_d^2}{8} \operatorname{cth}(kH_p), \quad P_2 = -k_{\text{сн}} \rho g \eta_{\text{п}}, \quad (3.62)$$

а у основания сооружения

$$z_3 = H_c, \quad P_3 = -k_{\text{сн}} \rho g \left(\frac{h_d}{2 \operatorname{ch}(kH_p)} + \frac{kh_d^2}{4 \operatorname{sh}(2kH_p)} \right). \quad (3.63)$$

В формулах (3.59)–(3.63) h_d – высота дифрагированной волны, а $k_{\text{сн}}$ – коэффициент, определяемый по табл. 3.11.

Таблица 3.11. Значения коэффициента $k_{\text{сн}}$

l_c / λ	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$k_{\text{сн}}$	0.98	0.92	0.85	0.76	0.64	0.51	0.38	0.20

На основании рассчитанных значений волновых давлений на горизонтах строится расчетная эпюра волнового давления от дифрагированных волн. При глубине около сооружения со стороны огражденной акватории, большей $0.3\bar{\lambda}$, рекомендуется строить треугольную эпюру давления, принимая уменьшение давления по линейному закону от горизонта спокойного уровня при подходе гребня или подошвы дифрагированной волны до значения $P_3 = 0$ на глубине $z = 0.3\bar{\lambda}$ (см. рис. 3.16, штриховая линия на эпюре давления).

Взвешивающие волновые давления в горизонтальных швах и у подошвы сооружения от дифрагированных волн определяются так же, как и от воздействия стоячих волн со стороны открытого моря.

Рассчитанные значения волнового давления и построенные эпюры используются при расчете сооружения на устойчивость и сдвиг. При этом эпюры строятся для наиболее неблагоприятных случаев, когда противоположные стенки сооружения испытывают воздействие волн, находящихся в противофазе: гребень–ложбина или ложбина–гребень, т.е. со стороны открытого моря наблюдается гребень или ложбина стоячей волны, а со стороны огражденной акватории – соответственно ложбина или гребень дифрагированной волны. Подобное сочетание элементов волн приводит к максимальным горизонтальным нагрузкам.

В некоторых случаях возникает необходимость проверки возможности подмывов основания непосредственно перед сооружением, так как дно у сооружения должно быть защищено от размыва. С этой целью определяется максимальная придонная скорость V_{\max} в области дна, удаленной на расстояние $\sim 0.25\bar{\lambda}$ от сооружения в сторону открытого моря [24, 32]

$$V_{\max} = - \frac{2n_c \pi h}{\sqrt{\frac{\pi \bar{\lambda}}{g} \operatorname{sh}\left(\frac{4\pi H}{\bar{\lambda}}\right)}}, \quad (3.64)$$

где n_c – коэффициент, который определяется из табл. 3.12 в зависимости от пологости волны ($\bar{\lambda}/h$).

Определение V_{\max} (см. рис. 3.7) дает возможность рассчитать крупность грунта, который необходимо использовать для отсыпки постели. Если $V_{\max} > V_d$, дно перед сооружением следует укрепить более крупнозернистым грунтом на ширину не менее $0.4\bar{\lambda}$

Таблица 3.12. Значения коэффициента n_c

$\bar{\lambda}/h$	8	10	15	20	30
n_c	0.60	0.70	0.75	0.80	1.0

для защиты от размыва основания сооружения. В этом случае средняя крупность грунта, который следует использовать для отсыпки дна, определяется по эмпирической формуле [24]

$$D_{50} = \frac{\rho}{\rho_{gr} - \rho} \frac{V_{\max}^2}{2g}, \quad (3.65)$$

где D_{50} – условный диаметр шарообразных камней, включающих до 50 % (по весу) более мелкие зерна грунта; ρ_{gr} и ρ – соответственно плотность материала зерен и воды.

В заключение отметим тот факт, что при расчете равнодействующих горизонтальных сил следует учитывать, что давление волны главным образом сосредоточено вблизи уровня воды в спокойном состоянии. В морях с приливами и сгонно-нагонными явлениями наибольшее давление могут испытывать участки сооружения, расположенные на разных высотах, что ухудшает условия его эксплуатации.

3.3.2. Расчет давления на сооружения вертикального профиля от разбивающихся и прибойных волн

В практике гидротехнического строительства могут быть ситуации, когда вертикальная стенка (мол, волнолом) подвергается воздействию частично или полностью разбитых волн, формирующихся при взаимодействии набегающей волны с нижней частью сооружения (подушкой), при глубине моря над бермой $1.25h > H_6 > 0.7h$. Наблюдаются и случаи, причем самые

невыгодные при $H_6 = 0.7h$: волна разрушается на некотором удалении от сооружения и последнее испытывает воздействие прибойной волны, сформировавшейся в результате разрушения набегающих волн.

При проектировании сооружений типа вертикальной стенки всегда можно так наметить ее продольный профиль, чтобы во всех сочетаниях глубина над бермой была либо больше, либо меньше $0.7h$, когда давление меньше максимума, хотя нагрузки и останутся динамическими.

Строго говоря, при воздействии на сооружение разбивающихся и прибойных волн необходимо производить его динамический расчет. Однако физическая природа давления волн этих типов до сих пор остается не совсем выясненной и поэтому достаточно обоснованных зависимостей давления от параметров волнения не имеется (в отличие от воздействия стоячей волны). Для проверки или подтверждения имеющихся методов определения давления от разбивающихся и прибойных волн на сооружение нельзя применить и лабораторные эксперименты, так как эти волны в лабораторных условиях не моделируются. Поэтому по рекомендованным в [32] формулам определяется статическая нагрузка, действие которой принимается эквивалентной действию динамической нагрузки.

Особенностью воздействия разбивающихся и прибойных волн на сооружения вертикального профиля (по результатам экспериментальных исследований) является то, что взвешивающее волновое давление от них имеет также динамический характер и, по-видимому, обусловлено [26] распространением ударной волны в каменной наброске, поры которой заполнены водой. Наступление максимума равнодействующей взвешивающего давления отстает по времени (в натуральных условиях на сотые доли секунды) от момента наступления максимума равнодействующей горизонтального давления. Характер изменения взвешивающего давления по ширине сооружения отличается от линейного (как и в случае воздействия стоячей волны). Однако для практических расчетов рекомендуется определять взвешивающее давление исходя из треугольной эпюры давления с учетом коэффициента, принимаемого

в зависимости от соотношения ширины сооружения и толщины его постели.

В отличие от задачи о воздействии стоячих волн на сооружение, теоретическое решение которой полностью соответствует экспериментальным данным, исследования воздействия разбивающихся и прибойных волн основываются на эмпирических зависимостях.

Расчет горизонтальной линейной нагрузки F_x (кН/м) от разбивающихся волн на сооружение типа вертикальной стенки производится при глубине моря над бермой сооружения $H_6 < 1.25h$ и глубине моря у сооружения $H < 1.5h$ по площади эпюры бокового волнового давления P (кПа) (рис. 3.17). Эпюра давления воды у вертикальной стенки строится по рассчитанному давлению в трех точках [24, 32]

$$\begin{aligned} z_1 &= -h, & P_1 &= 0, \\ z_2 &= 0, & P_2 &= \rho g 1.5h, \\ z_3 &= H_c, & P_3 &= \frac{\rho g h}{\operatorname{ch}(kH_c)}, \end{aligned} \quad (3.66)$$

где h – высота поступательной волны.

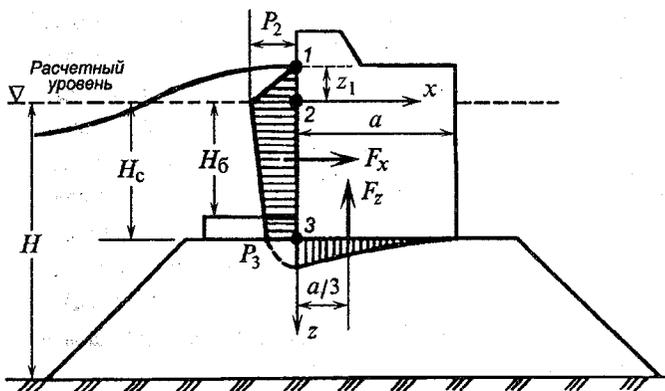


Рис. 3.17. Эпюра давления от разбивающихся волн на вертикальную стенку.

Вертикальная линейная нагрузка F_z (кН/м) принимается равной площади эпюры взвешивающего давления и определяется по формуле

$$F_z = \mu \frac{P_3 a}{2}, \quad (3.67)$$

где a – ширина сооружения; μ – коэффициент, учитывающий различие между полученной по измерениям и принимаемой в расчете треугольной эпюры взвешивающего давления (для стоячей волны $\mu = 1$) и определяемый по табл. 3.13.

Максимальная скорость воды над поверхностью бермы V_{\max} (м/с) перед вертикальной стенкой в случае формирования разбивающихся волн определяется по формуле [24, 32]

$$V_{\max} = \sqrt{\frac{gh}{\operatorname{ch}[(2\pi\lambda)H_c]}}. \quad (3.68)$$

Расчет воздействия прибойных волн на сооружения вертикального профиля со стороны открытого моря выполняется

Таблица 3.13. Значения коэффициента μ

$\frac{a}{H-H_c} \dots$	<3	5	7	9
$\mu \dots\dots\dots$	0.7	0.8	0.9	1.0

при глубине $H \leq H_{\text{кр}}$ на при-
мыкающем к стенке участке
дна протяженностью не менее
 0.5λ . Возвышение вершины
прибойной волны $\eta_{\text{гр,п}}$ (м)

над расчетным уровнем при
ее подходе к сооружению в этом случае определяется из
выражения

$$\eta_{\text{гр,п}} = -0.5H_c - h_{\text{п}}, \quad (3.69)$$

где $h_{\text{п}}$ – высота прибойной волны, м. Знак “-” в формуле (3.69) соответствует началу координат на спокойном уровне и направлению оси z вниз.

Горизонтальная линейная волновая нагрузка F_x (кН/м) от воздействия прибойной волны на сооружения, находящиеся на подушке или непосредственно на дне (рис. 3.18), определяется

также по площади эпюры волнового давления P (кПа), значения ординат которого рассчитывается в трех точках [24, 32]

$$\begin{aligned} z_1 &= -h_{\Pi}, & P_1 &= 0, \\ z_2 &= -\frac{1}{3}h_{\Pi}, & P_2 &= 1.5\rho gh_{\Pi}, \\ z_3 &= H_c, & P_3 &= \frac{\rho gh_{\Pi}}{\operatorname{ch}\left[(2\pi/\bar{\lambda}_{\Pi})H_c\right]}, \end{aligned} \quad (3.70)$$

где $\bar{\lambda}_{\Pi}$ — средняя длина прибойной волны.

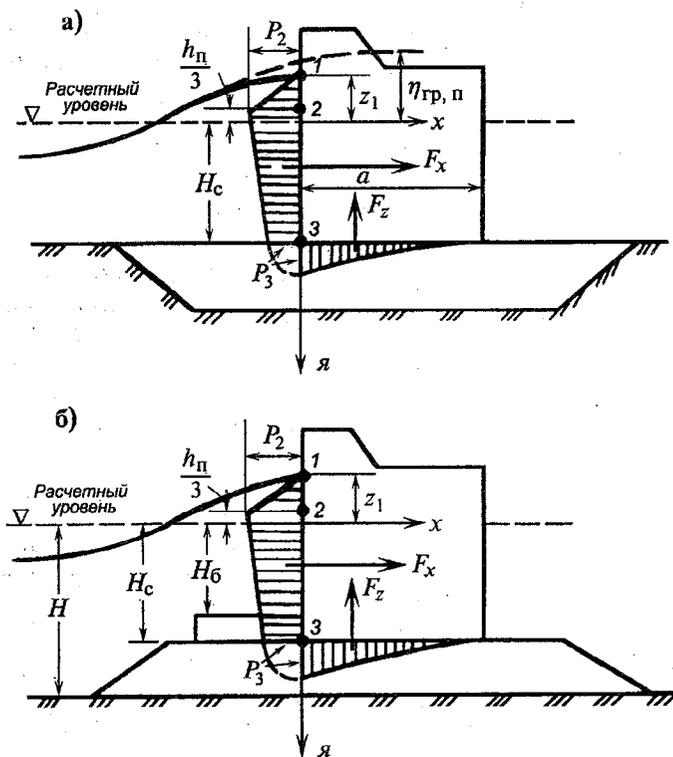


Рис. 3.18. Эпюры давления от прибойных волн на вертикальную стенку с верхом постели на уровне дна (а) и с возвышающейся над дном постелью (б).

Вертикальная линейная нагрузка F_z (кН/м) от прибойных волн принимается равной площади эпюры взвешивающего волнового давления (коэффициент μ , учитывающий отличие эпюры в реальных условиях от треугольной формы для прибойных волн принимается равным 0.7), т.е.

$$F_z = 0.7 \frac{P_3 a}{2}. \quad (3.71)$$

Максимальные придонные скорости прибойной волны V_{\max} (м/с) перед вертикальной стенкой со стороны открытой акватории определяются по формуле [24]

$$V_{\max} = \sqrt{\frac{gh_{\pi}}{\operatorname{ch}[(2\pi/\lambda)H_c]}}. \quad (3.72)$$

Крупность камня для защитного покрова основания сооружения (т.е. от его размыва или разрушения) при воздействии разбивающихся и прибойных волн определяется так же, как и при воздействии стоячей волны, с использованием графика (см. рис. 3.7) для определения допускаемых придонных скоростей и формулы (3.65) для расчета крупности камня.

При надлежащем обосновании, согласно [32], расчет нагрузок от воздействия разбивающихся и прибойных волн на сооружения типа вертикальной стенки может выполняться и динамическим методом, учитывающим импульсы давлений и инерционные силы [24].

Характер изменения нагрузок на сооружение при разбивающейся о стенку волны изменяется во времени (вид этого изменения представлен на рис. 3.19 а [16]). Давление навала P_q (кН/м²) определяется максимальной ординатой эпюры навала. Возвышение вершины разбивающейся волны над спокойным уровнем в момент удара волны принимается в этом случае равным

$$\eta_p = -(0.55H_6 + 0.1h), \quad (3.73)$$

а импульс давления (рис. 3.19 б) P_{im} (Н·с/м²):

$$P_{im} = \frac{6.3a'c}{\pi^2 g} = 637.65a'c, \quad (3.74)$$

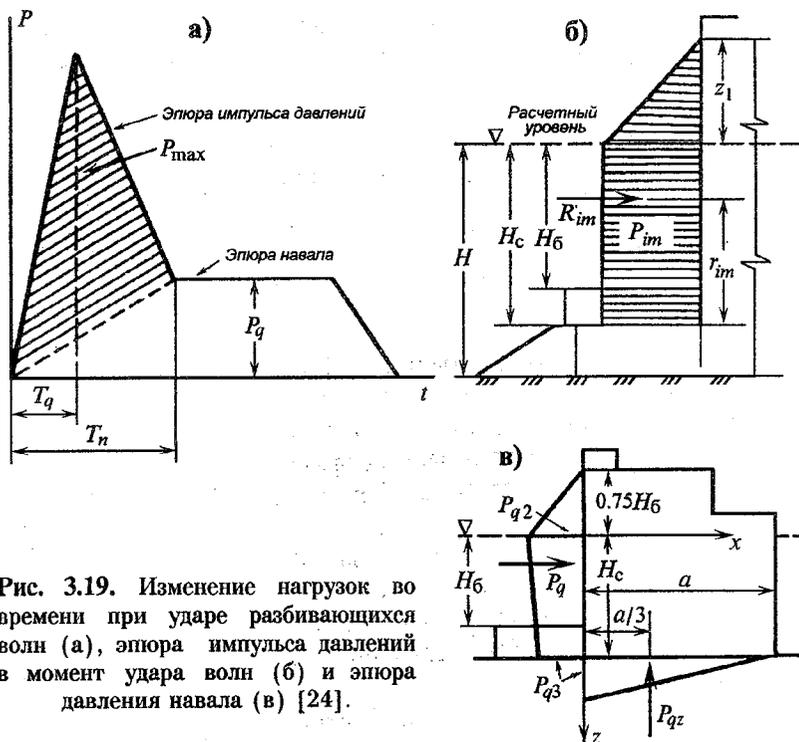


Рис. 3.19. Изменение нагрузок во времени при ударе разбивающихся волн (а), эпюра импульса давлений в момент удара волн (б) и эпюра давления навала (в) [24].

где c – скорость волны перед ударом, определяемая как

$$c = 1.2\sqrt{gH_c}; \quad (3.75)$$

a' определяется из отношения

$$\frac{a'}{h} = 1.6 \operatorname{th}\left(\frac{2h}{H_6} - 1.34\right) \sin\left(\frac{8\pi h}{\lambda}\right) \leq 1.1.$$

Равнодействующая импульса давлений R_{im} (Н·с/м) в этом случае (см. рис. 3.19 б) определяется по формуле

$$R_{im} = P_{im} k'_{ir} \left(H_c - \frac{1}{2} z_1 \right), \quad (3.76)$$

где $z_1 = \eta_p$; k'_{ir} – осредненный коэффициент пространственной неравномерности, определяемый из выражения

$$k'_{ir} = \frac{k_{ir}a' + 1.3k_{ir}(H_c - z_1 - a')}{H_c - z_1}, \quad (3.77)$$

$$k_{ir} = 0.55 + 0.15 \operatorname{th}(h/l),$$

где l – длина омоноличенной секции сооружения.

Точка приложения равнодействующей импульса давлений r_{im} (см. рис. 3.19 б) находится от подошвы стенки на расстоянии, определяемом из выражения

$$r_{im} = \frac{H_c^2 - z_1 H_c + (z_1^2 / 3)}{2H_c - z_1}. \quad (3.78)$$

Эпюра давления навала волны строится по рассчитанным значениям давления в трех точках (см. рис. 3.19 в):

$$\begin{aligned} z_1 = \eta_p = 0.75H_6, \quad P_{q1} = 0, \\ z_2 = 0, \quad P_{q2} = 0.65\rho g H_6, \\ z_3 = H_c, \quad P_{q3} = 0.50\rho g H_6, \end{aligned} \quad (3.79)$$

а по ней определяются равнодействующая давления навала R_q (кН/м) и точка ее приложения r_{im} . В случае, если рассчитанная величина η_p выше верха сооружения, в расчеты вводится коэффициент снижения давления k_c (3.58).

Полное время T_n действия силы R_{im} и время ее нарастания T_q определяются по графику (рис. 3.20). Импульс давления характеризуется заштрихованной площадью треугольника на рис. 3.19 а.

Равнодействующая взвешивающего давления P_{qz} (кН/м) на подошву, определяется только для навала волны и находится из выражения:

$$P_{qz} = \frac{P_{q3a}}{2}. \quad (3.80)$$

Более подробно с этим вопросом, а также с методом динамического расчета устойчивости сооружения типа вертикальной стенки при ударном воздействии волн можно ознакомиться в практическом руководстве Д. Д. Лапшю и др. [24].

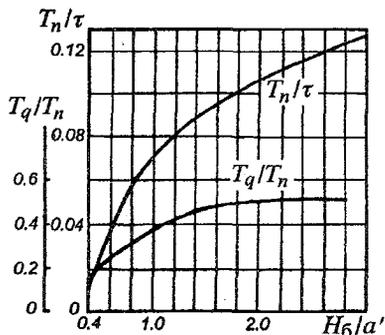


Рис. 3.20. Графики для определения полного времени T_n действия силы R_{im} и времени ее нарастания T_n (t – период расчетной волны).

3.3.3. Устойчивость сооружений вертикального профиля при воздействии волн

Под действием волновых нагрузок сооружение или его отдельные части могут опрокинуться или быть сдвинутыми с места установки. Для проверки устойчивости сооружения на опрокидывание и сдвиг составляется уравнение моментов сил, в которое, кроме равнодействующих горизонтальных и вертикальных сил, должны входить вес сооружения или вес его отдельных частей. Если в воздухе объемный вес материала, из которого строится сооружение, равен γ_m , то при определении веса частей сооружения, расположенных ниже уровня поверхности, принимают их объемный вес, взвешенный в воде, равным $\gamma_m - \gamma_v$, где γ_v – удельный вес воды.

В общем случае проверка устойчивости на сдвиг по плоским поверхностям скольжения производится обычно только для гидротехнических сооружений гравитационного типа, т.е. для таких

сооружений, устойчивость которых обеспечивается в основном благодаря их собственному весу и которые не закреплены на дне (в грунте).

Для обеспечения устойчивости сооружения должно выполняться основное условие [41]

$$E_i \leq R_i, \quad (3.81)$$

где E_i – расчетное значение суммы сдвигающих сооружение сил, кН; R_i – расчетное значение суммы удерживающих сил, кН. Последние определяются по их нормативным значениям соответственно E_d и R_h с учетом системы коэффициентов по формулам

$$E_i = \gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} E_d, \quad (3.82)$$

$$R_i = \gamma_c R_h, \quad (3.83)$$

где γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения, учитывающий его капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, учитывающий изменчивость различного вида нагрузок (вес сооружения, вертикальное и боковое давления грунта, фильтрационное давление по подземному контуру сооружения, нагрузки от судов и т.д.); γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок (основного сочетания нагрузок, включающего все постоянные и временные длительные нагрузки, и особого сочетания нагрузок, включающего основное сочетание и возможные кратковременные нагрузки, являющиеся, например, следствием катастрофических явлений, взрывных воздействий и т.п.); γ_c – коэффициент условий работы, характеризующий неблагоприятные ($\gamma_c < 1$) и благоприятные ($\gamma_c > 1$) условия работы сооружения или его элементов, способы их изготовления, размеры сечения, влияние температуры и агрессивности среды, а также длительности их воздействия; γ_{ca} – дополнительный коэффициент условий работы, учитывающий особенности действительной работы элементов конструкции и определяемый в зависимости от возможных причин их разрушения, а также от причин потери устойчивости

сооружения; E_d и R_h – соответственно суммы сдвигающих и удерживающих сил от нормативных нагрузок, действующих на сооружение, кН.

Коэффициент условий работы γ_c для портовых гидротехнических сооружений принимается равным 1.15, дополнительный коэффициент γ_{ca} условий работы – в пределах 0.65÷1.1, а для основного сочетания нагрузок – 0.95. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимается в пределах 0.8÷1.3 или его средневзвешенное значение равное 1.25), а коэффициент сочетания нагрузок γ_{lc} – 0.9÷0.1, за исключением случаев, установленных в СНиП [33] при проектировании отдельных видов сооружений, их конструкций и оснований. Коэффициент γ_n для сооружений I класса равен 1.25, для сооружений II класса – 1.20, III класса – 1.15, IV класса – 1.10 [41].

При равновесии сил сумма их моментов относительно опорной точки равна нулю

$$\sum_{i=1}^n M_i = 0. \quad (3.84)$$

При проверке устойчивости сооружения на сдвиг должно выполняться равенство

$$Gm = nF_x, \quad (3.85)$$

где G – вертикальные удерживающие силы; F_x – горизонтальная волновая нагрузка; m – коэффициент трения сооружения по его основанию, который в зависимости от характера соприкасающихся поверхностей выбирается в пределах от 0.3 до 0.7; n – коэффициент скольжения, принимаемый обычно равным или превышающим 1.5.

Выполнение условий устойчивости гидротехнического сооружения по схеме плоского сдвига еще не означает полного обеспечения его безопасной эксплуатации. При действии горизонтальных сил на гравитационное сооружение возможен поворот (опрокидывание) его вокруг ребра вращения. Проверка

3.3.4. Воздействия волн на оградительные сооружения откосного профиля

устойчивости сооружения на опрокидывание выполняется исходя из условия

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} M_o \leq \gamma_c M_u, \quad (3.86)$$

где M_o и M_u — соответственно моменты от опрокидывающих и удерживающих сил относительно рассматриваемого ребра вращения, кН·м.

На пределе устойчивости должно выполняться равенство $M_u = M_o$. Коэффициент устойчивости выражается отношением $K = M_u / M_o$. В случае устойчивого состояния $K > 1$. При проверке сооружения на опрокидывание рекомендуется соблюдать условие

$$\frac{M_u}{M_o} \geq K = 1.6 \div 1.8. \quad (3.87)$$

Расчет общей устойчивости на опрокидывание и скольжение (сдвиг) сооружения при волновых воздействиях не исключает проверки на устойчивость и отдельных составных частей сооружения, которые могут быть не связанными с его общей массой.

3.3.4. Воздействия волн на оградительные сооружения откосного профиля

Оградительные сооружения откосного профиля в виде наброски из камня или различного типа бетонных блоков получили большое распространение на практике при гидротехническом строительстве на малых и умеренных глубинах моря. В процессе проектирования откосных сооружений должны быть определены все опасные нагрузки и воздействия от расчетного волнения на них. Основное силовое воздействие на оградительные сооружения этого типа оказывают волны, разрушающиеся на откосе. Это воздействие различно в момент удара струи, сбрасываемой с гребня волны, во время наката и стекания волнового заплеска, а также неодинаково оно на сплошных и проницаемых, крутых и пологих откосах. Но во всех случаях устойчивость сооружения зависит от надежности крепления блоков, составляющих откосную часть

оградительных сооружений. При покрытии грунтовых дамб плитами необходимо, чтобы прочность их крепления была достаточной для восприятия ударной нагрузки волн, а их собственный вес обеспечивал бы устойчивость при действии взвешивающего волнового давления. Крепления будут надежными если они не изменяют своего проектного положения под воздействием волн, которое зависит от веса плит или блоков, составляющих откос сооружения, крутизны откоса и зацепляемости элементов друг за друга.

Теоретическое описание всех процессов взаимодействия волн с откосными сооружениями представляется достаточно трудной задачей и может дать результаты лишь в пределах возможных волновых давлений, иногда значительно отличающихся от давлений, оказываемых волнами на откос в реальных условиях. В связи с этим в инженерной практике для расчета воздействия волн на этот тип сооружений в основном используются эмпирические формулы, полученные на основании анализа и обобщения экспериментальных данных. В практике строительства откосных гидротехнических сооружений при воздействии на них волн проводится расчет на устойчивость сооружений и прочность крепления их элементов. Силовое давление на откос рассматривается как удар волн на начальной стадии после обрушения и последующий их навал на сооружение, а также нагрузки при скатывании с откоса потока воды.

Интенсивность давления волны $P_{н,маx}$ (кН), обрушивающейся на откос (гладкий откос), можно оценить по формуле Н. Н. Джунковского

$$P_{н,маx} = k_0 \gamma \frac{V_B^2}{2g} \cos^2 \delta, \quad (3.88)$$

где $k_0 = 1.7$; γ – объемный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ; δ – угол между касательной к траектории в точке удара струи и нормалью к откосу (см. рис. 3.5).

Уравнение (3.88) аппроксимируется выражением:

$$P_{н,маx} = k_p r \gamma h, \quad (3.89)$$

где k – коэффициент, зависящий от пологости волны ($\bar{\lambda}/h$) и заложения откоса m и изменяющийся в пределах от 0.9 до 1.42

(табл. 3.14); p_r – максимальное относительное волновое давление на откос, кПа, определяемое в зависимости от высоты волны h (табл. 3.15).

Таблица 3.14. Значения коэффициента k

$\bar{\lambda}/h$	m						
	1.25	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
10	1,22	1,20	1,16	1,11	1,07	0,98	0,90
20	1,42	1,36	1,34	1,33	1,30	1,26	1,22
30	1,41	1,40	1,39	1,38	1,38	1,37	1,35

Таблица 3.15. Значения максимального волнового давления p_r

h	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
p_r	3.7	2.8	2.3	2.1	1.9	1.8	1.75	1.7

Равнодействующая волнового давления на откосное сооружение определяется по эпюре волнового давления, рассчитанного в точках, расположенных на откосе сооружения, в координатах $[x, z]$, начало которых на спокойном уровне воды, а ось z направлена вниз. Заглубление точки удара струи (ордината точки 2 на рис. 3.21) ниже спокойного уровня, т.е. точки приложения максимального расчетного волнового давления P (кПа), определяется по формуле

$$z_2 = A - \frac{1}{m^2} \left(\sqrt{2m^2 + 1} \right) (A + B), \quad (3.90)$$

где m – заложение откоса ($m = \text{ctg}\varphi$); A и B – параметры, определяющие соответственно значения критической глубины и возвышение гребня волны и рассчитываемые по формулам:

$$A = h \left[0.47 + 0.023 \frac{\bar{\lambda}}{h} \right] \cdot \frac{1 + m^2}{m^2}, \quad (3.91)$$

$$B = h \left[0.35 - (0.84m - 0.25) \frac{h}{\bar{\lambda}} \right].$$

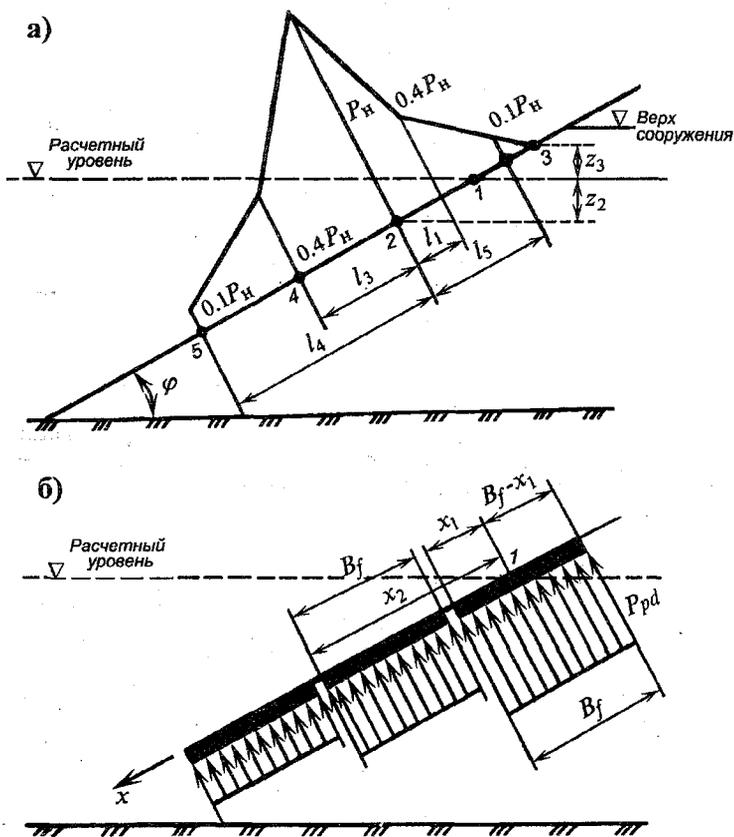


Рис. 3.21. Эпюры максимального расчетного волнового давления на откос, укрепленный плитами (а), и относительное волновое противодействие на плиты крепления откосов (б).

Максимальное расчетное волновое давление P_H (кПа) на гладкое откосное сооружение, укрепленное плитами при заложении откоса $1.5 \leq m \leq 5$, рассчитывается по формуле [32]

$$P_H = k_z k_f p_r \rho g h, \quad (3.92)$$

где k_z – коэффициент, для определения которого рекомендуется формула

$$k_z = 0.85 + 4.8 \frac{h}{\lambda} + m \left[0.028 - 1.15 \frac{h}{\lambda} \right], \quad (3.93)$$

k_f – коэффициент, который определяется в зависимости от пологости волны $\bar{\lambda}/h$ (табл. 3.16).

При расчете волнового давления по ширине откоса при ударе струи принимается, что его изменение можно представить в виде кусочно-линейной функции. При этом давление в точках 1, 5, 3 и 4 (см. рис. 3.21 а) рассчитывается по формулам:

Таблица 3.16. Значения коэффициента k_f

$\bar{\lambda}/h \dots$	10	15	20	25	30
$k_f \dots\dots$	1.00	1.15	1.30	1.35	1.48

$$P_1 = P_3 = 0.4P_H, \quad (3.94)$$

$$P_4 = P_5 = 0.1P_H,$$

а расстояние по откосу до этих точек от точки 2 определяется следующим образом:

$$l_1 = 0.0125L_\varphi; \quad l_3 = 0.0265L_\varphi; \quad (3.95)$$

$$l_4 = 0.0675L_\varphi; \quad l_5 = 0.0325L_\varphi,$$

где

$$L_\varphi = \frac{m\bar{\lambda}}{\sqrt[4]{m^2 - 1}}.$$

При этом принимается, что в точке 3, соответствующей высоте наката волны на откос, $P_6 = 0$.

Откос обычно крепится плитами, и волновое противодавление (см. рис. 3.21 б) P_{pd} (кПа) на плиты (на подошву) определяется по формуле

$$P_{pd} = k_z k_f p_{c,r} \rho g h, \quad (3.96)$$

где k_z , k_f — те же коэффициенты, что и в уравнении (3.92); $p_{c,r}$ — относительное волновое противодавление, кПа, определяемое по графику (рис. 3.22) в зависимости от относительных расстояния по откосу $x/\bar{\lambda}$ и ширины плиты крепления откоса $B_f/\bar{\lambda}$.

Расчет нагрузок от воздействия волн, рекомендуемый СНиП [32], разработан для ветровых волн. Сравнение результатов расчетов максимальных давлений в зонах удара гребней регулярных волн, разрушившихся на откосе, и суммарных нагрузок от их воздействия с подобными расчетами от воздействия нерегулярных волн показывает, что при заложении откоса $\text{ctg} \varphi = 3$ согласие результатов вполне удовлетворительное [24]. При других заложениях откосов наблюдаются отклонения отдельных рассчитываемых характеристик до 25÷30 %. Нагрузку от волн на откос, укрепленный плитами, для сооружений I и II классов при высоте волн более 1.5 м обеспеченностью 1 % в системе при надлежащем обосновании допускается определять методами, в которых учитывается нерегулярность ветровых волн. Несмотря на это, приведенные выше расчетные зависимости рекомендуются к использованию, так как они достаточно обоснованы результатами многочисленных исследований.

При наличии бермы и переменных уклонах откоса на отдельных участках сооружения откосного профиля нагрузки от волн на крепление откосов рекомендуется определять по данным лабораторных исследований.

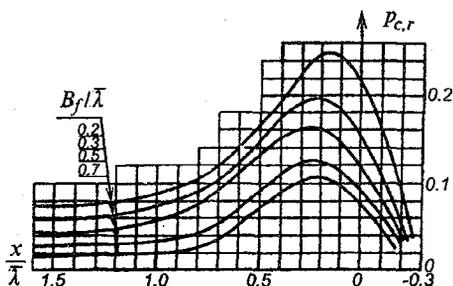


Рис. 3.22. Графики для определения относительного волнового противодавления

на плиты крепления откосов.

3.4. Волновые нагрузки на обтекаемые сооружения

В состав портовых гидротехнических сооружений входят также и сооружения сквозного типа, включая конструкции на свайных основаниях. Кроме того, в настоящее время интенсивно ведется строительство морских стационарных и передвижных конструкций, предназначенных для нефтегазопромысловых работ на шельфе, состоящих также из обтекаемых элементов.

Многообразие геоморфологических и гидрометеорологических условий шельфовых районов и районов залегания морских нефтяных и газовых месторождений (глубина моря, строение морского дна, удаленность от берега, ветровой, волновой, ледовый режимы и т.д.) обуславливает применение различных типов морских нефтегазопромысловых и других гидротехнических сооружений сквозного типа. В основном они представляют собой платформы, на которых размещено оборудование и которые опираются на сквозные основания различных конструкций.

Обтекаемые сооружения из железобетона и стальных конструкций эксплуатируются на глубинах 160–300 м и более, что повышает требования к надежности и безопасности этих сооружений. Для разведочного бурения широкое распространение получили самоподъемные буровые установки в виде надводной платформы с большой массой (800–1200 т), опирающиеся на 3–4 колонны относительно небольшой жесткости. Опоры вдавливаются в дно моря собственным весом сооружения. В этом случае за расчетную схему может быть принята плоская рама с жестким ригелем, на которой сосредоточена масса и с различными вариантами опор на дне в виде шарнира, полной или частичной заделкой. Все это приводит к необходимости совершенствования методов расчета сооружений различных типов с учетом воздействия внешних факторов и прежде всего ветра, волнения, волн, льда и течений.

В общем случае под волновым воздействием на сооружения открытого моря понимается [39]:

- силовое воздействие волн;
- деформация податливых сооружений при действии волн;

- заплеск (накат) волн на сооружение;
- местный размыв дна от волн и течений.

Создание рациональных и экономичных конструкций сооружений в значительной степени зависит от правильной оценки действующих горизонтальных и вертикальных нагрузок на них. Горизонтальные нагрузки слагаются из ветровых, волновых, ледовых воздействий и нагрузок от течений, а вертикальные – из массы самих конструкций, оборудования, гидродинамических вертикально направленных сил и ледовых нагрузок, возникающих при определенных условиях (например, при изменении уровня моря от примерзшего ледяного покрова). Наибольшие нагрузки испытывают подводные части сооружений при волновых воздействиях и в некоторых случаях при ледовых.

Расчет нагрузок от волн на обтекаемые сооружения состоит из определения:

- наиболее опасного положения сооружения относительно вершины волны;
- суммарной нагрузки на элементы сквозного сооружения для его наиболее опасного положения относительно вершины волны;
- горизонтальной и вертикальной составляющих максимальной статической волновой нагрузки на сооружение и опрокидывающего момента относительно дна;
- расчетной нагрузки на сооружение;
- расчетных нагрузок на отдельные элементы конструкции.

Различают два основных вида нагрузок на обтекаемые преграды: *статические* и *динамические нагрузки*. Статические нагрузки – это нагрузки, не изменяющиеся во времени или изменяющиеся настолько медленно, что можно пренебречь возникающими при этом инерционными силами. К статическим нагрузкам относятся собственный вес сооружения и вес технологического оборудования на нем, снеговая нагрузка, статические составляющие внешних сил. Напряжения и деформация элементов сооружения при действии статических нагрузок постоянны во времени. Динамические нагрузки, сообщаемые массам сооружения ускорение, вызывают инерционные силы, значительные по сравнению с внешними нагрузками или соизмеримые с ними. Динамические нагрузки могут изменяться во времени по величине, направлению и месту их приложения.

В соответствии с этим в настоящее время на практике используются следующие методы расчета сквозных сооружений [39]:

- статический расчет при детерминистическом подходе (преобладает в практике инженерного проектирования и расчетов сооружений и регламентирован нормативными документами);
- динамический расчет при детерминистическом подходе, который требует учета конечной высоты регулярных волн или групп волн и численного способа решений;
- статический расчет при вероятностном подходе;
- динамический расчет при вероятностном подходе.

Последние два метода используются в рамках двух основных способов решения:

- аналитического на базе линейной спектральной теории случайных волн и соответственно линеаризации волновой нагрузки;
- численного при учете конечной высоты волн и нелинейности волновой нагрузки.

Реакция сооружений на внешние воздействия и, следовательно, метод расчета сооружений определяются характером изменения во времени внешних нагрузок и податливостью сооружения, т.е. его способностью совершать упругие колебания. Реакция сооружения на динамические нагрузки (напряжения, деформации, перемещения элементов) также может изменяться во времени и по направлению. При незначительном изменении динамических нагрузок за достаточно большой период времени они рассматриваются как квазистатические.

К настоящему времени предложено множество методов расчета квазистатической нагрузки от волн на обтекаемые элементы сквозных сооружений, которые апробированы лабораторными или натурными исследованиями. В основном все методы различаются по четырем признакам [39]:

- рассматриваемая зона волнового движения (глубоководная, мелководная, прибойная);
- используемая теория волн (регулярные и нерегулярные, линейные и нелинейные и др.);
- способ определения и принимаемое значение коэффициентов скоростного C_v и инерционного C_i сопротивлений;

– полнота получаемого решения (общее решение, когда учитываются обе составляющие нагрузки – скоростная и инерционная, частное решение, когда учитывается только одна из составляющих нагрузки).

Применительно к расчету волновых нагрузок на морские сооружения сквозного типа динамические нагрузки подразделяются на детерминированные нагрузки от регулярных волн и случайные нагрузки от нерегулярных ветровых волн, случайным образом изменяющих свои характеристики. Детерминированные нагрузки относятся к распространенному виду периодических нагрузок и их частному случаю гармонических (вибрационных) нагрузок, изменяющихся во времени по закону синуса или косинуса. Перед расчетом проектируемого сооружения необходимо получить количественные оценки для всех основных нагрузок, которым оно может быть подвергнуто со стороны окружающей среды.

При расчете силовых воздействий от волн на сооружения открытого моря определяются следующие силовые факторы [39]:

- точечные гидродинамические давления на поверхности отдельных элементов опорных частей сквозных сооружений;
- удельные (линейные) нагрузки от волн, приходящиеся на единицу длины протяженных элементов сооружений;
- равнодействующие нагрузки (силы) от волн на всю опорную часть сквозных сооружений;
- суммарные опрокидывающие моменты, действующие на всю опорную часть сооружений.

Расчеты точечных давлений необходимы для определения местной прочности стенок сплошных конструкций, выполненных в виде плоских или пространственных оболочек (гравитационные обтекаемые сооружения). Определение удельных нагрузок от волн выполняется для протяженных, произвольно ориентированных в пространстве элементов решетчатых и сквозных конструкций при расчетах изгибающих моментов, нормальных сил и местных деформаций в каждом элементе, а также для вычисления равнодействующих нагрузок. Определение удельных нагрузок является одним из этапов динамического расчета сооружений. Равнодействующие нагрузки от волн на опорную часть обтекаемых сооружений определяются для расчетов прочности основных несущих

элементов опорных частей, общей устойчивости сооружения на сдвиг и опрокидывание, напряжений в основании гравитационных и свайных сооружений, а также общих деформаций конструкций опорной части сооружения. Определение суммарных опрокидывающих моментов на опорную часть сооружения необходимо для расчетов прочности несущих элементов опорных частей и общей устойчивости сооружения. В общем случае опорные части сквозных (обтекаемых) сооружений имеют элементы с произвольно ориентированными поверхностями и поэтому равнодействующие силы и моменты от волн складываются из горизонтальных и вертикальных составляющих сил и моментов.

Основные результаты исследований воздействия волн на обтекаемые преграды сводятся к следующему [24]:

– нагрузки от волн в общем случае должны определяться как сумма скоростного и инерционного компонентов;

– в частных случаях достоверные результаты по определению максимальных сил могут быть получены либо только по скоростному (для малых преград), либо по инерционному (для больших преград) компоненту;

– динамический эффект от воздействия нерегулярных волн следует учитывать только в тех случаях, когда период собственных колебаний сооружения соизмерим со средним периодом набегающих волн.

Задачи определения волновых нагрузок применительно к обтекаемым преградам с поперечным сечением в виде эллипса или круга (рис. 3.23) решены аналитически, а для обтекаемых преград в виде прямоугольника или

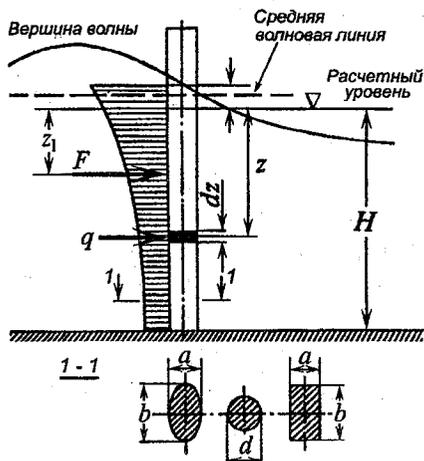


Рис. 3.23. Схема к определению волновой нагрузки на вертикальную обтекаемую преграду.

или квадрата решения получены с привлечением эмпирических коэффициентов.

Методы расчета воздействия волн на обтекаемые преграды основаны на применении различных теорий волн для определения проекций скорости и ускорения частиц жидкости, а для расчета волновых нагрузок в их основе лежит ряд допущений [39]:

- жидкость является вязкой и несжимаемой;
- элемент конструкции неподвижен относительно набегающей волны;
- обтекание элемента в некотором элементарном слое у дна и у свободной взволнованной поверхности носит тот же характер, что и в неограниченном объеме жидкости, т.е. влияние границ не учитывается;
- поперечные размеры элемента настолько малы, что отражения волн от преграды не происходит ($D/\lambda < 0.2$);
- удельная нагрузка от волны определяется мгновенными составляющими орбитальной скорости и ускорения частиц, нормальными к оси элемента, причем значения скорости и ускорения определяются в плоскости, совпадающей с осью элемента, и принимаются такими же, как в свободной (без преграды) волне;
- вычисление мгновенных орбитальных скоростей и ускорений частиц в волне производится на основе потенциальных теорий волнового движения идеальной жидкости, т.е. вязкостью жидкости пренебрегают;
- вычисление удельной нагрузки от волн проводится на основе теории обтекания тел неустановившемся потоком жидкости с использованием гипотезы плоского обтекания и гипотезы стационарности, т.е. в предположении, что гидродинамические коэффициенты сил при установившемся и неустановившемся обтекании тел подчиняются одним и тем же закономерностям.

Таким образом, абсолютная величина волновой нагрузки зависит в основном от четырех параметров – скоростного C_v и инерционного C_i коэффициентов сопротивления, которые определяются обычно экспериментально (некоторые положения их определения рассмотрим ниже), и кинематических характеристик волнового движения (скорости v и ускорения a), которые расчи-

тываются по теоретическим формулам в зависимости от принятой теории волн.

В инженерных расчетах воздействия окружающей среды на сквозные сооружения характеризуются в основном ветром в приводном слое атмосферы, поверхностными волнами и течениями в условиях жесткого шторма (рис.3.24) [11]. В северных морях значительное воздействие могут оказывать и ледовые условия.

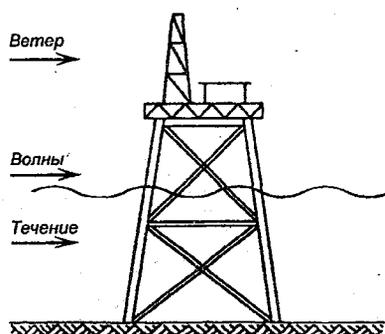


Рис. 3.24. Внешние воздействия на гидротехническое сооружение сквозного типа.

штормовой ветер играет существенную роль в расчете морских гидротехнических сооружений этого типа, поскольку он оказывает значительное силовое воздействие на надводную часть сооружения. Скорость ветра при урагане может достигать 50 м/с, при этом горизонтальная ветровая нагрузка на типичное сооружение (в виде платформы на свайном основании) может превысить 500 кН.

Поверхностные волны в штормовых условиях имеют большое значение в расчете прочности сооружения из-за значительных нагрузок на его подводную часть от сопровождающего волнения движения масс воды. Разность высот между максимальным и минимальным уровнями воды при штормовом волнении может достигать 10–15 м и более, а вызванное им движение воды оказывает на сооружение горизонтальную нагрузку, в несколько раз превышающую ветровую.

В некоторых районах моря существенную добавку к нагрузкам на подводную часть сооружения оказывают течения (приливные, ветровые или дрейфовые, а также течения, связанные с речным стоком, и наконец крупномасштабные океанские течения). В штормовых условиях поверхностные течения со скоростью 0.6 м/с и более не являются чем-то необычным, а связанная с ними горизонтальная нагрузка на сооружение увеличивает нагрузку, вызванную волнами, на 10 % и более.

Сооружения открытого моря должны удовлетворять жестким требованиям надежности конструкций и безопасности в течение всего периода их эксплуатации с учетом наиболее суровых внешних воздействий. Особенно это относится к сооружениям, эксплуатируемым в замерзающих акваториях. В этих условиях нагрузки от штормовых волн в безледные периоды оказываются соизмеримыми с нагрузками от ледяных полей зимой. В тех случаях, когда волновые нагрузки меньше ледовых, их необходимо все же учитывать, так как они имеют отличное от ледовых нагрузок распределение по высоте, а в случае пронизаемого сооружения влияют на общую устойчивость сооружения [39].

Следовательно, расчет сооружений открытого моря (сквозных сооружений) выполняется с учетом воздействия ветра на надводную часть сооружения, волн на подводную его часть и льда, действующего на верхнюю часть его опорного основания (воздействие льда на этот тип сооружений будет рассмотрен в одной из глав второй части учебного пособия).

Однако в общем проблему расчета нагрузок на сквозные сооружения открытого моря нельзя считать окончательно решенной, особенно в части определения значений коэффициентов скоростного и инерционного сопротивления при обтекании конструкций сооружений волнами.

3.4.1. Определение скоростного и инерционного коэффициентов сопротивления

Определение гидродинамических коэффициентов при обтекании тел потоком является сложной проблемой. Строгие теоретические решения получены на основе теории потенциальных течений лишь для гипотетического случая обтекания цилиндра установившимся и неуставившимся потоками идеальной (невязкой) жидкости [39]. В этом случае показано, что при установившемся потоке коэффициент скоростного сопротивления $C_v = 0$, т.е. сила скоростного (лобового) сопротивления отсутствует, что вполне объясняется симметричностью эпюры распре-

ления избыточных давлений по контуру цилиндра при его безотрывном обтекании идеальной жидкостью.

При неустановившемся потоке идеальной жидкости, обтекающей цилиндр, также $C_v = 0$, а силы инерции, возникающие при торможении потока цилиндром, вызывают при безотрывном обтекании перераспределение давлений по контуру цилиндра, что в свою очередь приводит к возникновению инерционной нагрузки, действующей на обтекаемый цилиндр. В частности, для неустановившегося движения в покоящейся идеальной жидкости коэффициент инерционного сопротивления для цилиндра равен коэффициенту присоединенной массы, т.е. $C_i = C_m = 1$.

При обтекании неподвижного цилиндра неустановившимся потоком идеальной жидкости коэффициент инерционного сопротивления равен [39]

$$C_i = 1 + C_m = 2. \quad (3.97)$$

Отсутствие скоростного сопротивления при обтекании неподвижного цилиндра установившимся потоком реальной (вязкой) жидкости не подтверждается, и лобовое сопротивление всегда существует, т.е. $C_v \neq 0$ из-за возникновения и отрыва вихрей в тыловой части обтекаемого цилиндра, а также из-за перераспределения в результате этого давлений на его контуре. В связи со сложностью явления турбулентного вихревого обтекания цилиндра реальной жидкостью точного теоретического определения коэффициента скоростного сопротивления получить не удастся даже для простейшего случая обтекания гладкого цилиндра установившимся плоскопараллельным потоком жидкости.

Коэффициенты скоростного и инерционного сопротивлений, входящие в уравнение для расчета нагрузки на элементы обтекаемых сооружений, могут быть определены по следующим формулам [24]:

$$C_v = \frac{1}{2} \int_0^{2\pi} \frac{\cos \theta |\cos \theta| - [1 + 2(a/b)] \cdot \sin^2 \theta}{\cos^2 \theta + [a/b]^2 \cdot \sin^2 \theta} \cdot \cos \theta d\theta, \quad (3.98)$$

$$C_i = 1 + \frac{b}{a},$$

где θ – переменная в эллиптической системе координат ($0 \leq \theta \leq 2\pi$);
 a и b – размеры преграды, м.

Существующие представления о закономерностях изменения коэффициентов C_v и C_i при обтекании элементов сквозных сооружений в основном базируются на экспериментальных исследованиях и применении методов теорий подобия и размерностей [24, 39].

Экспериментально установлена зависимость коэффициентов сопротивлений C_v и C_i от безразмерных параметров Рейнольдса Re , характеризующего влияние вязкости жидкости, Кэйлегана–Карпентера Nk , характеризующего эффект, связанный с периодичностью волнения и относительной шероховатостью преграды k/D [11, 39]:

$$C_v, C_i = f(Re; Nk, k/D), \quad (3.99)$$

$$Re = \frac{\rho v_{x, \max} D}{\mu}, \quad Nk = \frac{v_{x, \max} \bar{\tau}}{D}, \quad (3.100)$$

где v – максимальная скорость частиц воды, м/с; $\bar{\tau}$ – период волнения, с; μ – кинематический коэффициент вязкости жидкости, m^2/s ; D – поперечный размер обтекаемой преграды, м; k – величина выступа шероховатости, вызванной обрастанием со временем цилиндра значительным слоем морских организмов, м. Чем меньше параметр Nk , тем больше относительное ускорение и влияние инерционной составляющей нагрузки; чем больше Nk , тем больше относительный размах колебательного движения и влияние скоростной составляющей нагрузки.

В то же время экспериментальные исследования обтекаемых преград неустановившимся знакопеременным потоком и установившимся потоком реальной жидкости показали, что для плохо обтекаемых преград и тем более для свай сооружения, покрытой морскими обрастаниями, в практических расчетах вполне допустимо принимать значение C_v максимальным и не зависящим от числа Рейнольдса.

В случае обтекания преграды при волновом движении жидкости определение коэффициентов скоростного и инерционного

сопротивлений оказывается еще более сложным [39]. Наряду с периодическим изменением во времени скоростей и ускорений частиц жидкости в каждой точке по высоте опоры происходит затухание скоростей и ускорений по глубине. Кроме того, вследствие орбитального движения частиц жидкости происходит косое обтекание цилиндра, т.е. векторы скорости и ускорения не нормальны к оси опоры, что приводит к искажению процесса вихреобразования у контура цилиндра. Поэтому, как и в случае прямолинейного колебательного потока, экспериментальное определение коэффициентов C_v и C_i при обтекании цилиндрических элементов волнами базируется на гипотезах плоского обтекания и стационарности и проводится для моментов наступления максимумов скоростей и ускорений волнового движения и соответственно максимумов скоростной и инерционной составляющих волновой нагрузки [39].

Максимумы скоростей и ускорений частиц при волновом движении уменьшаются с увеличением глубины. В общем случае соответственно будут изменяться значения чисел Re и Nk и коэффициентов C_v и C_i по высоте вертикального цилиндра.

Значения коэффициентов C_v и C_i , рассчитываемые по формулам (3.98), могут быть определены и по экспериментальным данным [24]:

$$C_v = \frac{2f_v}{\rho b k_v^2 v |v|}, \quad C_i = \frac{4f_i}{\rho a b k_v \frac{\partial v}{\partial t}}, \quad (3.101)$$

где v и $\partial v / \partial t$ – проекции локальных значений скорости и ускорения волнового движения жидкости при отсутствии преграды; k_v – коэффициент перехода от действительных значений проекции скорости и ускорения к их средним значениям по координате x в пределах области жидкости, действующей на преграду; a и b – поперечные размеры преграды; f_v и f_i – скоростная и инерционная компоненты линейной нагрузки от волн: определяемые по формулам

$$f_v = \rho \frac{b}{2} C_v k_v^2 v |v|, \quad f_i = \frac{\pi a b}{4} C_i k_v \frac{\partial v}{\partial t}.$$

Обобщение известных экспериментальных данных определения коэффициентов скоростного и инерционного сопротивления дает их значения в пределах соответственно $0.6 \div 1.0$ и $1.5 \div 2.0$. Учитывая, что однозначное определение коэффициентов C_v и C_i представляется сложным, и принимая во внимание тот факт, что при экстремальных воздействиях штормовых волн процесс обтекания элементов сооружений в верхней половине толщи воды происходит в сверхкритической области, для упрощения расчетов в инженерной практике обычно принимают постоянными значения коэффициентов C_v и C_i как во времени, так и по всей высоте обтекаемого сооружения от дна до взволнованной поверхности [39]. Теоретически для кругового цилиндра и идеальной жидкости $C_v = 1.0$, а $C_i = 2.0$. При $D < 0.2\bar{\lambda}$ без учета обрастания сооружения можно принимать $C_v = 0.7$ и $C_i = 2.0$.

3.4.2. Ветровые нагрузки на сооружения открытого моря

Ветровые нагрузки, действующие на морские гидротехнические сооружения открытого моря, складываются из нагрузок, приходящихся на отдельные части сооружения, расположенные выше спокойного уровня воды. На каждом сооружении, состоящем из опорного основания той или иной конструкции и платформы, находящейся на этом основании, имеется различного назначения технологическое оборудование, расположенное на ней, с различной парусностью (площадью парусности) и подверженное постоянному воздействию ветрового потока. Вследствие этого и возникает ветровая нагрузка, обусловленная вязким трением потока воздуха при обтекании преграды и возникающей разностью давлений на наветренной и подветренной сторонах преград.

Для определения ветровых нагрузок на морские сооружения необходимо иметь достаточные сведения о характеристиках ветрового режима. Как правило, сооружения открытого моря имеют асимметричную форму, поэтому в некоторых случаях бывает важным рационально ориентировать их относительно преобладающего ветрового режима с целью уменьшения возможной

ветровой нагрузки. Для большинства морских сооружений ветровая нагрузка оказывается не столь важной, какой является нагрузка от волн, и обычно не превышает 10 % от полной нагрузки, но при некоторых расчетах (например, в расчетах усталостной долговечности) необходима достаточно полная информация о скорости ветра.

При расчете колебаний гибких элементов конструкций кроме средней скорости ветра нужно принимать во внимание пульсирующую ветровую составляющую, характеризующуюся энергетической спектральной плотностью скорости ветра. Наибольшее количество энергии относится к флуктуациям с периодом от 5 с до 5 мин. Такие движения воздуха называются порывами ветра, и они могут оказывать значительные воздействия на конструкции башенного типа [6].

Влияние возникающего под действием ветра волнения на вертикальный профиль скорости не учитывается, используется закон распределения его средней скорости на открытой местности. При известных значениях z_0 (параметр шероховатости) и z_G (высота, которая отсчитывается от уровня спокойного моря и на которой средняя скорость ветра, обычно называемая градиентной V_G , становится почти постоянной) среднюю скорость ветра на любой высоте можно рассчитать по формуле теории пограничного логарифмического слоя атмосферы (2.3) или по следующему выражению [6]:

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_z \left[\frac{z}{z_G} \right]^\alpha, \quad (3.102)$$

где α и z_G для открытого моря равны соответственно 0.16 и 300.

Методика расчета ветровой нагрузки в общем случае зависит от геометрических признаков элементов надстройки сооружения, определяющих их реакцию на воздействие ветра. Наиболее простой метод, используемый на практике, заключается в следующем. Сила, обусловленная ветром и действующая на преграду, может быть определена по экспериментально установленной зависимости [11]

$$F = 0.5 \rho_a C S W^2, \quad (3.103)$$

где ρ_a – плотность воздуха, кг/м^3 ; S – площадь парусности, м^2 ; W – скорость ветра, м/с ; C – безразмерный коэффициент сопротивления, зависящий от формы преграды, кинематического коэффициента вязкости воздуха μ ($\text{м}^2/\text{с}$) и числа Рейнольдса $\text{Re} = \rho_a V D / \mu$; D – характерный размер преграды, м. Число Рейнольдса Re , с которым связан коэффициент сопротивления C , может быть определено из выражения [11]

$$\text{Re} = 0.69 \cdot 10^5 W D. \quad (3.104)$$

Для характерных параметров атмосферы ($\rho_a = 1.226 \text{ кг/м}^3$ и $\mu = 1.795 \cdot 10^{-3} \text{ Па}\cdot\text{с}$, что соответствует $T_a = 15.56 \text{ }^\circ\text{C}$ и $P = 1013 \text{ гПа}$) выражение для ветровой нагрузки F (кН) можно записать в виде

$$F = 0.539 \cdot 10^{-3} C S W^2. \quad (3.105)$$

Зависимость коэффициента сопротивления C от числа Рейнольдса для двух типов длинных преград – кругового цилиндра длиной l и диаметром D и тонкой, такой же длины балки прямоугольного сечения и шириной D , установленной нормально к ветру, – представлена на рис. 3.25.

Обычно в реальных условиях параметры ветра и размеры преграды таковы, что число Re имеет значение 10^6 и выше. Поэтому в инженерных расчетах значения коэффициента C принимаются неизменными и равными 2.1 для длинной тонкой прямоугольной преграды и 0.6 для кругового цилиндра. Для других видов преград в практических расчетах значения коэффициента C принимают согласно табл. 3.17 [11].

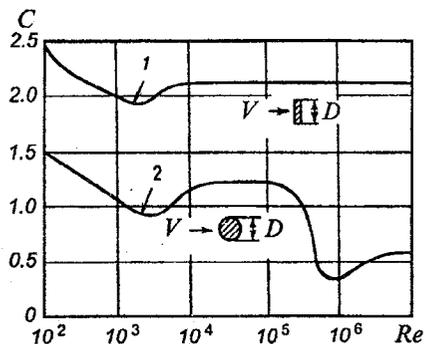


Рис. 3.25. Зависимость коэффициента сопротивления от числа Рейнольдса [11].

1 – длинная балка прямоугольного сечения; 2 – длинный круговой цилиндр.

В том случае, когда преграда наклонена по отношению к направлению ветра, ветровая нагрузка на нее действует нормаль-

но к поверхности и ее значение может быть определено по формуле (3.103), в которой вместо скорости ветра W используется составляющая этой скорости, нормальная к поверхности преграды. Если направление ветра и нормаль к поверхности преграды составляет угол α (рис. 3.26), тогда составляющая скорости ветра, нормальная к преграде, равна $W \cos \alpha$ и в этом случае имеем

$$F = 0.5 \rho_a C S W^2 \cos^2 \alpha, \quad (3.106)$$

где S – площадь парусности преграды, соответствующая нормальной составляющей скорости ветра, м².

Таблица 3.17. Значения коэффициента сопротивления C

Преграда	C
Балка прямоугольного сечения	1.5
Круговой цилиндр	0.5
Стена жилого блока	1.5
Выступающие части платформы	1.0

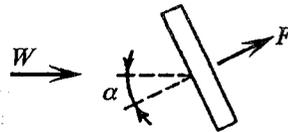


Рис. 3.26. Схема к определению ветровой нагрузки на наклонный элемент.

Расчет ветровой нагрузки на наклонную преграду может рассматриваться и в определении проекции площади преграды на плоскость, нормальную к направлению ветра, т.е. $S = S \cos \alpha$, и тогда выражение для ветровой нагрузки запишется в виде

$$F = 0.5 \rho_a C S W^2 \cos \alpha, \quad (3.107)$$

В последнем случае расчет ветровой нагрузки дает большее значение.

Нагрузки, определенные по выражениям (3.106) или (3.107) для каждого отдельного элемента, раскладываются на горизонтальную (по оси x) и вертикальную (по оси z) составляющие, после суммирования которых определяются горизонтальная F_x^{Σ} и вертикальная F_z^{Σ} составляющие ветровой нагрузки на сооружение в целом. Для определения точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки сначала определяют моменты относительно произвольно выбранной точки от составляющих нагрузок, действующих на отдельные элементы, полагая, что эти составляющие распределены равномерно по длине соответствующих элементов.

Суммированием моментов от составляющих нагрузок, действующих на отдельные элементы, определяются моменты M_x^Σ и M_z^Σ соответственно от горизонтальной и вертикальной составляющих равнодействующей ветровой нагрузки на надводную часть сооружения. Горизонтальное и вертикальное расстояния от произвольно выбранной ранее точки, относительно которой определялись моменты, до точки приложения составляющих F_x^Σ и F_z^Σ находятся из выражений

$$dx = \frac{M_z^\Sigma}{F_z^\Sigma}, \quad dz = \frac{M_x^\Sigma}{F_x^\Sigma}. \quad (3.108)$$

Ветровая нагрузка в значительной степени зависит от формы, размеров и относительного расположения архитектурных блоков верхней части сооружения. Поэтому для рациональных решений выполняются экспериментальные исследования, а испытание моделей сооружений проводится в аэродинамической трубе.

3.4.3. Волновые нагрузки на неподвижную вертикальную сваю

В инженерной практике для расчета воздействия волн на сквозные сооружения, так же как и для сплошных гидротехнических сооружений, рассматривается либо отдельная волна, обусловленная экстремальными штормовыми условиями, либо используется статистическое представление о волнении при тех же условиях. В общем случае задача определения волновых нагрузок на обтекаемую преграду формулируется следующим образом [24]. Бегущие волны высотой h и длиной λ , перемещаясь по водоему с постоянной глубиной H , встречают на своем пути преграду в виде вертикального (см. рис. 3.23) или горизонтального эллиптического цилиндра, оси которого равны a и b (ось a ориентирована по лучу волны). Необходимо определить силу, действующую на участок обтекаемой преграды единичной высоты (длины), линейную нагрузку f , суммарную силу Q и линию ее действия z_Q . Жидкость

при этом принимается идеальной, с постоянной плотностью ρ ; движение безвихревое, неустановившееся.

Для вывода уравнений, позволяющих рассчитывать нагрузки на обтекаемую вертикальную преграду, используется выражение интеграла Лагранжа в следующей записи [24]:

$$p + \rho g z + \rho \frac{v^2}{2} + \rho \frac{\partial \varphi}{\partial t} = F(t), \quad (3.109)$$

где p и v – соответственно давление и скорость для рассматриваемой точки потока жидкости; φ – потенциал скорости рассматриваемого потока; $\partial \varphi / \partial t$ – энергия единицы массы жидкости, обусловленная изменением давления и других элементов движения с течением времени; $F(t)$ – некоторая функция времени, не зависящая от координат.

Выполнив необходимые преобразования и исключив из уравнения (3.109) неизвестную величину $F(t)$, можно применить это уравнение для исследования потока в различных точках с учетом выражения для потенциала скорости при обтекании эллиптического цилиндра плоскопараллельным потоком со скоростью v . Затем, используя выражение для элементарной удельной силы dq на цилиндр единичной высоты

$$dq = p dS \cos \alpha = p \frac{1}{2} b \cos \theta d\theta, \quad (3.110)$$

получим выражение для расчета линейной нагрузки на вертикальную обтекаемую преграду. В уравнении (3.110) dS – элемент длины контура, b – ширина преграды по лучу волны ($b = 2H \operatorname{sh} \varepsilon$); α – угол между лучом волны и нормалью к контуру преграды в рассматриваемой точке преграды; θ и ε – переменные в эллиптической системе координат ($0 < \theta < 2\pi$, $0 < \varepsilon < \infty$).

Более подробно преобразование и вывод всех уравнений приведены, например, в работе [24].

В результате линейная нагрузка f от волн на вертикальный эллиптический цилиндр определяется интегрированием (3.110) по поверхности преграды и представляется в виде суммы скоростного f_v и инерционного f_i компонентов:

$$f = \rho \frac{b}{2} C_v k_v^2 v |v| + \rho \frac{\pi ab}{4} C_i k_v \frac{\partial v}{\partial t}, \quad (3.111)$$

$$f_v = \rho \frac{b}{2} C_v k_v^2 v |v|, \quad (3.112)$$

$$f_i = \rho \frac{\pi ab}{4} C_i k_v \frac{\partial v}{\partial t},$$

где C_v и C_i – соответственно коэффициенты скоростного и инерционного сопротивлений, которые определяются (см. п. 3.4.1), например, по формулам (3.98); k_v – коэффициент тот же, что и в уравнении (3.101).

В выражении (3.111) слагаемое, характеризующее инерционный компонент, решается аналитически точно. Несмотря на то что в действительности скоростная составляющая имеет конечное значение, в строгой постановке она дает нулевой результат. В ряде практических задач при расчете наибольшей нагрузки от волн на обтекаемую преграду решающую роль играет инерционная составляющая линейной волновой нагрузки. И лишь для тонких преград максимальная нагрузка может определяться скоростной составляющей.

При малом диаметре сваи по отношению к длине волны (при отношении 0.1 и меньше) можно пренебречь искажением формы волны при ее взаимодействии со свай. В этом случае для определения волновых нагрузок на единицу длины сваи в инженерных расчетах используется выражение (формула Морисона) [24]

$$f = 0.5 \rho C_v D |v_x| v_x + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_x, \quad (3.113)$$

где D – диаметр сваи; v_x , a_x – соответственно горизонтальные скорость и ускорение частиц воды, вызванные волнением; C_v – коэффициент скоростного сопротивления; C_i – коэффициент инерционного сопротивления; ρ – плотность воды. Выражение (3.113) является частным случаем (3.111) при $a = b = D$ и $k_v = 1$.

Первое слагаемое в правой части (3.113), называемое скоростным или лобовым сопротивлением, пропорционально квадрату

скорости воды, включает модуль скорости, поскольку знак этой нагрузки совпадает со знаком скорости движения воды. Второе слагаемое – инерционное сопротивление – пропорционально ускорению частиц воды.

Таким образом, по значениям скорости и ускорения, определяемым по соответствующей волновой теории, а также по значениям коэффициентов скоростного и инерционного сопротивлений можно получить зависимости, позволяющие определить распределение волновой нагрузки по длине колонны в любой момент волнового цикла. Так как скорости и ускорения частиц жидкости, обусловленные волнением, в общем случае убывают с глубиной, распределение волновой нагрузки вдоль колонны (см. рис. 3.23) также убывает с глубиной.

Рассмотрим роль отдельных факторов при определении волновых нагрузок на вертикальную сваю. В качестве исходной волновой теории примем теорию волн малой амплитуды. Предполагая, что диаметр сваи не влияет на скорость и ускорение в воде, определим удельную, приходящуюся на единицу длины горизонтальную нагрузку для жесткого цилиндра на глубокой воде и не испытывающего колебаний [39]:

$$f = 0.5\rho C_v \left(\frac{\pi}{\tau}\right)^2 2h^2 D e^{2k(z-H)} \cos(\omega t) |\cos(\omega t)| + \\ + 0.5\rho\pi C_i \left(\frac{\pi}{\tau}\right)^2 h D^2 e^{k(z-H)} \sin(\omega t). \quad (3.114)$$

Уравнение (3.114) получено из (3.113) с учетом выражений для составляющих v_x и a_x :

$$v_x = \frac{\omega h}{2} e^{k(z-H)} \cos(kz - \omega t),$$

$$a_x = \frac{\omega^2 h}{2} e^{k(z-H)} \sin(kz - \omega t).$$

Из анализа уравнения (3.114) видно, что скоростная составляющая нагрузки растет пропорционально диаметру сваи D и квадрату высоты волны h и не является гармонической функцией.

Инерционная составляющая волновой нагрузки, являющаяся гармонической функцией, увеличивается пропорционально высоте волны h и квадрату диаметра сваи D . Скоростная и инерционная составляющие нагрузки сдвинуты по фазе на 90° .

Интегрируя удельные нагрузки в пределах смоченной длины сваи в море конечной глубины, можно получить равнодействующие нагрузки, связанные со скоростным и инерционным сопротивлениями. Для определения момента максимальной волновой нагрузки относительно основания сваи рекомендуется использовать приближенный метод расчета. При этом свая разбивается по длине на участки, в пределах которых нагрузки полагаются распределенными равномерно. На каждом отдельном участке рассчитывается волновая нагрузка для момента времени, соответствующего ее максимальному значению, а затем суммируются моменты сил относительно основания сваи.

Рассмотрим один из методов расчета волновых нагрузок с использованием наиболее простых соотношений для определения составляющих скорости и ускорения на различных горизонтах по всей смоченной высоте вертикальных колонн. Отметим, что расчет волновых нагрузок с использованием теории Эри в случае, если величина η/H не является пренебрежимо малой, проводится в основном лишь для предварительных оценок.

При использовании выражений для волн малой амплитуды, имеющих высоту h , частоту ω и волновое число k , которые распространяются по акватории с глубиной H (при совмещении оси z с осью колонны), расчетные зависимости могут быть представлены в виде [11]

$$F = F_v + F_i, \quad (3.115)$$

где F_v , F_i – нагрузки, связанные соответственно со скоростным и инерционным сопротивлениями и определяемые для колонн постоянного диаметра по формулам

$$F_v = \frac{\rho C_v D}{32} (\omega h)^2 \left(\frac{\text{sh}(kz) + 2kz}{\text{sh}(kH)} \right) |\cos(\omega t)| \cos(\omega t), \quad (3.116)$$

$$F_i = -\rho \frac{C_i}{2k} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \omega^2 h \frac{\text{sh}(kz)}{\text{sh}(kH)} \sin(\omega t).$$

Моменты волновых нагрузок в этом случае рассчитываются как

$$M_v = \rho \frac{C_v D}{64k^2} (\omega h)^2 \frac{2kz \text{sh}(2kz) - \text{ch}(2kz) - 2(kz)^2 + 1}{\text{sh}^2(kH)} |\cos(\omega t)| \cos(\omega t), \quad (3.117)$$

$$M_i = -\rho \frac{C_i}{2k^2} \frac{\pi D^2}{4} \omega^2 h \frac{kz \text{sh}(kz) - \text{ch}(kz) + 1}{\text{sh}(kH)}.$$

Равнодействующая волновой нагрузки и соответствующий момент определяются при $z = H + (h/2) \cos(\omega t) = H + \eta_{\text{ГР}}$. Как и силы скоростного и инерционного сопротивлений, соответствующие моменты волновой нагрузки сдвинуты по фазе на 90° .

При выборе начала координат у передних колонн относительно распространения волны расчет по формулам (3.115) – (3.117) возможно выполнять для любого момента времени ωt . В том случае, если колонны расположены на расстоянии x от начала координат, формулы (3.115) – (3.117) преобразуются так, чтобы получить значения волновой нагрузки на эти колонны в тот же момент времени t . С учетом того, что движение воды, обусловленное волнением, зависит только от параметра $kx - \omega t$, величина ωt заменяется на $kx - \omega t$.

С помощью уравнений (3.116) может быть оценено соотношение сил скоростного и инерционного сопротивлений в формуле (3.115). Отношение максимальных сил сопротивлений при малой величине $\eta_{\text{ГР}}/H$, т.е. при $zH + \eta_{\text{ГР}} \approx H$, запишется в виде

$$\frac{F_{v,\text{max}}}{F_{i,\text{max}}} = \delta \frac{h}{D}, \quad (3.118)$$

$$\delta = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{C_v}{C_i} \left(\frac{\text{sh}(2kH)}{\text{sh}^2 kH} + \frac{2kH}{\text{sh}^2 kH} \right). \quad (3.119)$$

Приближенные значения δ при $C_v / C_i = 0.5$ представлены в табл. 3.18.

Таблица 3.18. Значения коэффициента δ

$H/\bar{\lambda}$	0.05	0.10	0.30	0.50	1.00	∞
δ	0.51	0.25	0.10	0.08	0.08	0.08

При $H/\bar{\lambda} > 0.3$ отношение максимальных значений составляющих волновой нагрузки меньше $0.1(h/D)$. Следовательно, при $H/\bar{\lambda} > 0.3$ и $D > h$ скоростная составляющая волновой нагрузки не превышает 10 % от инерционной составляющей и может не учитываться в предварительных расчетах.

В наиболее общем случае максимальное значение равнодействующей волновой нагрузки может быть получено по приближенной формуле

$$F_{\max} = \sqrt{F_{i,\max}^2 + F_{v,\max}^2} = F_{i,\max} + \sqrt{1 + \left(\frac{\delta h}{D}\right)^2}. \quad (3.120)$$

В случае, если, например, $\delta h/D = 0.25$, погрешность от пренебрежения скоростной составляющей нагрузки составит около 30 %.

Рассмотренные выше уравнения применимы при отсутствии деформации волны в результате ее взаимодействия с сооружением, т.е. при малом диаметре сваи по сравнению с длиной волны. Если диаметр сваи соизмерим с длиной волны, то в этом случае значение h/D мало. Следовательно, при учете влияния диаметра сваи на волновой процесс достаточно рассматривать только инерционную составляющую волновой нагрузки. Погонная нагрузка на вертикальную сваю в этом случае будет равна

$$f = -\rho C_i \frac{\pi D^2}{4} \frac{\delta^2 h}{2} \frac{\text{ch}(kz)}{\text{sh}(kH)} \sin(\omega t - \varepsilon), \quad (3.121)$$

где ε – сдвиг по фазе.

Исследования показали, что для учета влияния диаметра сваи необходимо изменить коэффициент инерционного сопротивления в уравнении нагрузок (3.113) и учесть сдвиг по фазе. Изменение C_i и угла сдвига по фазе ε в зависимости от отношения $D/\bar{\lambda}$ представлено на рис. 3.27.

Согласно действующим нормативным документам, максимальная сила от воздействия волн Q_{\max} (кН) на вертикальную обтекаемую преграду с поперечными размерами $a \leq 0.4\bar{\lambda}$ и $b \leq 0.4\bar{\lambda}$ при $H > H_{\text{кр}}$ определяется из ряда значений, полученных при различном положении преграды относительно вершины волны $\chi = x/\bar{\lambda}$ по формуле [24, 32]

$$Q_{\max} = Q_{i, \max} \delta_i + Q_{v, \max} \delta_v, \quad (3.122)$$

где $Q_{i, \max}$ и $Q_{v, \max}$ – соответственно инерционная и скоростная составляющие силы (кН), определяемые по формулам:

$$Q_{i, \max} = \frac{1}{4} \rho g \pi b^2 h k_v \alpha_i \beta_i, \quad (3.123)$$

$$Q_{v, \max} = \frac{1}{12} \rho g b h^2 k^2 \alpha_v \beta_v.$$

В выражении (3.122) δ_i и δ_v – соответственно коэффициенты сочетания инерционной и скоростной составляющих максимальной силы Q_{\max} от воздействия волн, определяемые по графикам (рис. 3.28); k_v – коэффициент, значение которого принимается в

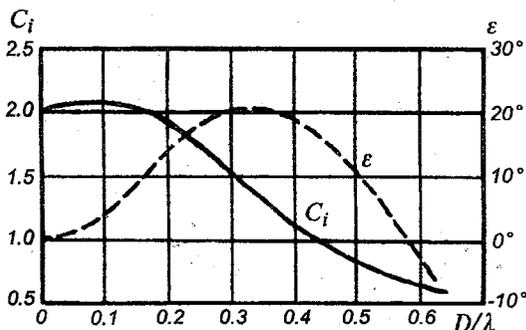


Рис. 3.27. Зависимость коэффициента инерционного сопротивления C_i и угла сдвига фазы ε от отношения $D/\bar{\lambda}$.

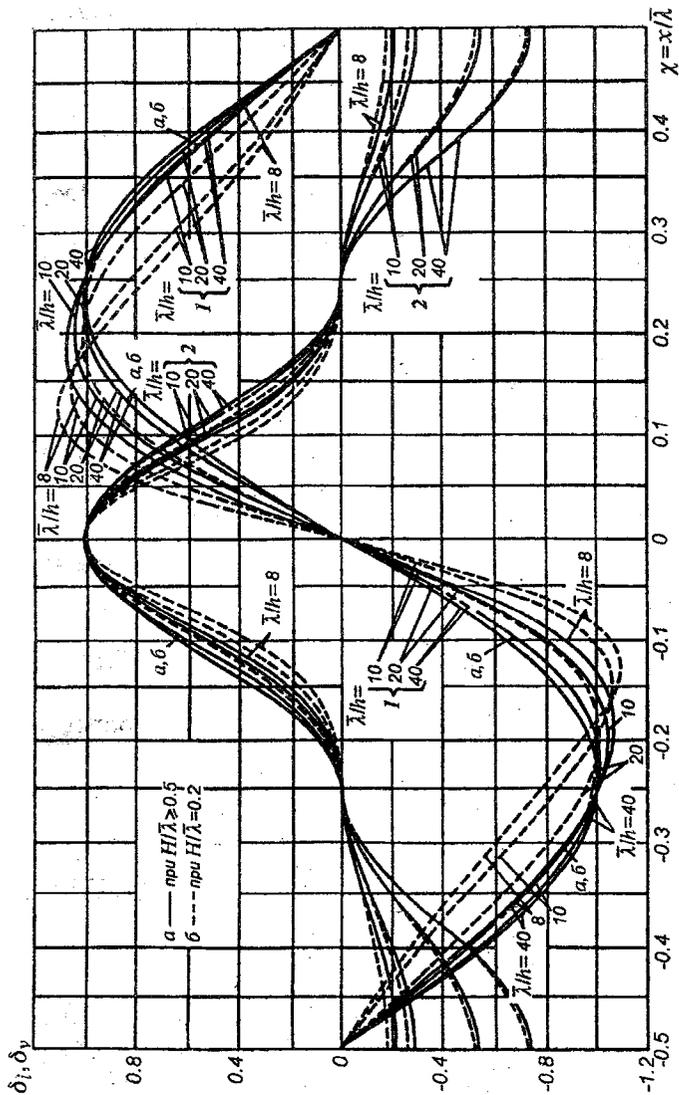


Рис. 3.28. Графики значений коэффициентов сочетания инерционной δ_i (1) и скоростной δ_v (2) составляющих максимальной силы при $(H/\bar{\lambda}) \geq 5$ (сплошные линии) и $(H/\bar{\lambda}) = 0.2$ (штриховые линии).

зависимости от относительных размеров обтекаемых преград по табл. 3.19, а физический смысл которого состоит в обосновании перехода от расчетных значений скорости и ускорения в данной точке пространства к их средним значениям в пределах области жидкости, интенсивно воздействующей на преграду; α_i и α_v — инерционный и скоростной коэффициенты глубины, определяемые по графикам (рис. 3.29); β_i и β_v — инерционный и скоростной коэффициенты формы преграды различного сечения, значения которых определяются по графикам (рис. 3.30).

Таблица 3.19. Значение коэффициента k_v

$a/\bar{\lambda}, b/\bar{\lambda}, D/\bar{\lambda}$	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.30	0.40
k_v	1.00	0.97	0.93	0.86	0.79	0.70	0.52

Расчет сквозных сооружений или отдельно стоящих обтекаемых преград производится, как правило, с учетом шероховатости. В связи с этим в выражениях (3.123) вместо коэффициентов скоростного и инерционного сопротивлений введены коэффициенты формы β_v и β_i , при этом взаимосвязь между ними выражается следующим образом [24, 32]:

$$\beta_i = \frac{a}{2b} C_i, \quad (3.124)$$

$$\beta_v = C_v,$$

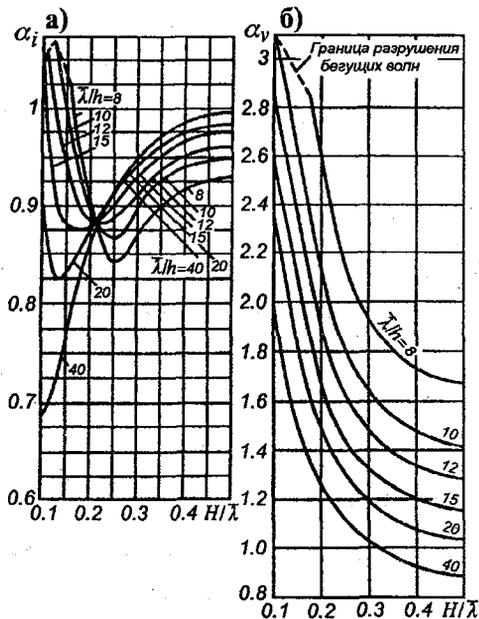


Рис. 3.29. Графики инерционного α_i и скоростного α_v коэффициентов глубины.

и соответственно для эллиптических и призматических преград

$$\beta_i = \frac{a}{2b} C_i, \quad C_i = \frac{\pi}{2} \frac{b}{a}. \quad (3.125)$$

На графике (рис. 3.30) коэффициент β_v учитывается тремя состояниями: сильно шероховатая преграда; гладкая преграда; шероховатая в подводной и гладкая в надводной части преграда. Расчет нагрузок на обтекаемые преграды производится, как правило, с учетом сильной шероховатости.

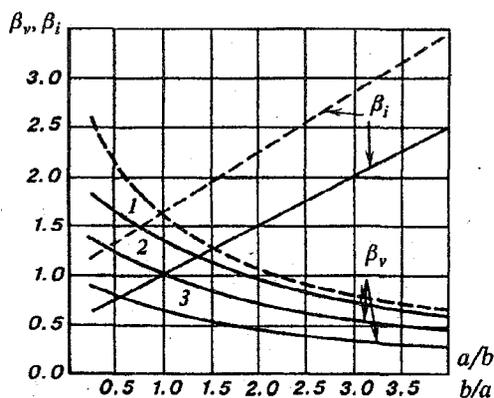


Рис. 3.30. Графики инерционного β_i и скоростного β_v коэффициентов формы эллиптических (сплошные линии) и призматических (штриховые линии) преград для шероховатой эллиптической преграды (1), гладкой (2) и шероховатой в подводной и гладкой в надводной части (3) вертикальной эллиптической преграды.

В случае, если $Q_{i, \max} / Q_{v, \max} > 2$, максимальная сила воздействия волн Q_{\max} (кН) на вертикальную обтекаемую преграду принимается равной $Q_{\max} = Q_{i, \max}$, а при $Q_{i, \max} / Q_{v, \max} \leq 0,2$ — $Q_{\max} = Q_{v, \max}$. В других случаях значения Q_{\max} определяются из ряда значений, полученных по формуле (3.122) при различных $\chi = x/\bar{\lambda}$.

Линейная нагрузка от волн на вертикальную обтекаемую преграду f (кН/м) на глубине z (м) при Q_{\max} (кН) определяется, согласно [24, 32], по формулам

$$f_{\max} = f_{i, \max} \delta_{xi} + f_{v, \max} \delta_{xv},$$

$$f_{i, \max} = \frac{1}{2} \rho g \pi^2 b^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{xi} \beta_i, \quad (3.126)$$

$$f_{v, \max} = \frac{2}{3} \rho g \pi b \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{xv} \beta_v,$$

где $f_{i, \max}$ и $f_{v, \max}$ – соответственно инерционная и скоростная составляющие максимальной линейной нагрузки, кН/м; δ_{xi} и δ_{xv} – коэффициенты сочетания соответственно инерционной и скоростной составляющих линейной нагрузки, которые определяются по номограммам, аналогичным графикам на рис. 3.28 (приведены в [24, 32]) или по формулам

$$\delta_{xi} = \frac{\partial v_x / \partial t}{(\partial v_x / \partial t)_{\max}}, \quad \delta_{xv} = \frac{v_x |v_x|}{(v_x)_{\max}^2}; \quad (3.127)$$

θ_{xi} , θ_{xv} – коэффициенты линейной нагрузки от волн, определяемые при расчетах в зависимости от различных значений относительной глубины $z_{от} = (H - z) / z$ по соответствующим номограммам [32].

Расстояние $z_{Q, \max}$ (м) от расчетного уровня до точки приложения максимальной силы Q_{\max} от воздействия волн на вертикальную обтекаемую преграду определяется по формуле [24, 32]

$$z_{Q, \max} = \frac{1}{Q_{\max}} (Q_{v, \max} \delta_{v, z_{Q, v}} + Q_{i, \max} \delta_{i, z_{Q, i}}), \quad (3.128)$$

где $z_{Q, v}$ и $z_{Q, i}$ – ординаты точек приложения скоростного и инерционного компонентов силы, м:

$$z_{Q, v} = \mu_v \xi_v \bar{\lambda}, \quad (3.129)$$

$$z_{Q, i} = \mu_i \xi_i \bar{\lambda};$$

ξ_v и ξ_v – относительные ординаты точек приложения скоростного и инерционного компонентов сил (рис. 21 в [32]); μ_v и μ_i – скоростной и инерционный коэффициенты фазы (рис. 22 в [32]).

При учете энергетического спектра ветровых волн должна использоваться наиболее полная информация о наблюдаемых в реальных условиях волнах. Результаты исследований показывают, что волновые нагрузки от двумерных регулярных волн на обтекаемую преграду (тонкие сваи) больше, чем от нерегулярных трехмерных, примерно на 20 %.

3.4.4. Волновые нагрузки на неподвижную вертикальную сваю от разбивающихся волн

Максимальное воздействие от разбивающихся волн на вертикальную обтекаемую преграду, диаметр которой $D \leq 0.4H_{кр}$, наблюдается в том случае, если первое обрушение набегающих волн 1%-ной обеспеченности происходит в створе преграды при глубине $H = H_{кр}$. При разрушении волн до или после преграды воздействие от таких волн менее интенсивно.

При расчете волновой нагрузки на преграду от разбивающихся волн обычно рассматриваются следующие случаи:

- первое обрушение волн 1%-ной обеспеченности в системе расчетного шторма происходит у преграды при $H = H_{кр}$;
- волны обрушаются перед преградой при $H < H_{кр}$ и последняя подвергается воздействию прибойных волн.

При практических расчетах после определения высоты разрушающейся волны h_r и глубины моря при подходе подошвы волны H_t (рис. 3.31 а), определяемой, согласно [32], из выражения

$$H_t = H_{кр} - (h_r - \eta_{гр, r}), \quad (3.130)$$

где h_r – высота волны (трансформированной) при первом обрушении в мелководной зоне с соблюдением условия $h_r \leq 0.8H_t$; $\eta_{гр, r}$ – превышение волны над расчетным уровнем (при первом ее

обрушении), может оказаться, что отношение $h_r > 0.8H_t$. В этом случае отношение h_r/H_t принимается равным 0,8, а расчетное значение глубины H_t определяется из выражения [24]

$$H_t = \frac{H + \eta_{гр,r}}{1.8} \quad (3.131)$$

с учетом того, что положение вершины гребня разрушающейся волны не изменяется по высоте преграды.

Таким образом, расчет максимальной силы от воздействия разбивающихся волн Q_r, \max (кН) на вертикальную цилиндрическую преграду обычно выполняется по отдельным значениям силы от воздействия волн Q_r , полученным для ряда положений преграды относительно вершины волны (рис. 3.31 а) с интервалом $0.1(x/H_t)$, начиная с $(x/H_t) = 0$. В данном случае x – расстояние (м) от вершины разбивающейся волны до оси вертикальной цилиндрической преграды.

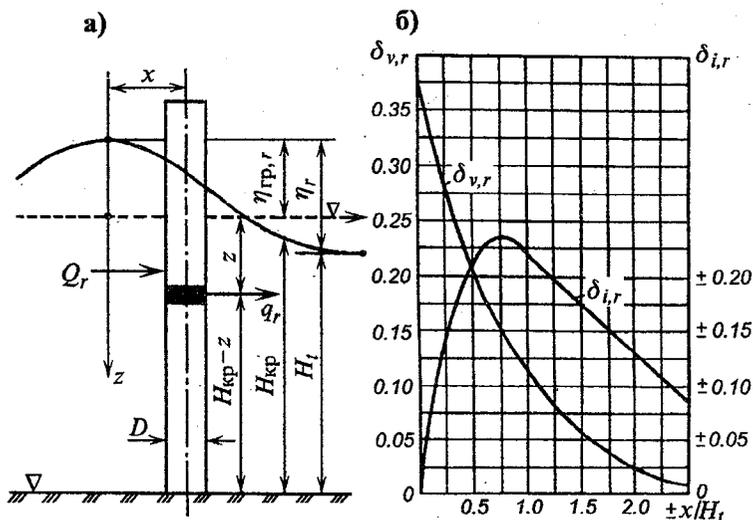


Рис. 3.31. Схема к определению нагрузок на обтекаемую цилиндрическую преграду от разбивающихся волн (а) и график значений коэффициентов $\delta_{i,r}$ и $\delta_{v,r}$ (б).

Сила от воздействия волн с высотой 1%-ной обеспеченности Q_r (кН) для любого положения цилиндрической преграды относительно вершины волны определяется по формулам:

$$Q_r = Q_{i,r} + Q_{v,r}, \quad (3.132)$$

$$Q_{i,r} = \frac{1}{2} \rho g \pi D^2 (H_{кр} + \eta_{гр,r}) \delta_{i,r}, \quad (3.133)$$

$$Q_{v,r} = \frac{2}{5} \rho g D (H_{кр} + \eta_{гр,r}) H_t \delta_{v,r}.$$

Скоростной $\delta_{v,r}$ и инерционный $\delta_{i,r}$ коэффициенты в выражениях (3.133) определяются с использованием графика (рис. 3.31 б). При этом скоростной коэффициент $\delta_{v,r}$ всегда положительный, а коэффициент $\delta_{i,r}$ имеет положительный знак при $x/H_t > 0$, а при $x/H_t < 0$ его значение отрицательное (положительное значение x отсчитывается от вершины волны в направлении ее распространения).

Линейная нагрузка от разбивающихся волн на обтекаемую цилиндрическую преграду f_r (кН/м) на глубине z (м) от расчетного уровня при относительном удалении оси преграды от вершины волны x/H_t определяется по формулам [32]

$$f_r = f_{i,r} + f_{v,r}, \quad (3.134)$$

$$f_{i,r} = \frac{1}{2} \rho g \pi D^2 \varepsilon_{i,r}, \quad (3.135)$$

$$f_{v,r} = \frac{2}{5} \rho g D (H_{кр} + \eta_{гр,r}) H_t \varepsilon_{v,r},$$

где $f_{i,r}$ и $f_{v,r}$ – инерционная и скоростная составляющие линейной волновой нагрузки; $\varepsilon_{i,r}$ и $\varepsilon_{v,r}$ – инерционный и скоростной коэффициенты, определяемые с использованием графика (см. рис. 25 [32]) по значению относительной глубины $z_{от} = (H_{кр} - z)/H_t$, а их знаки определяются так же, как и для коэффициентов $\delta_{i,r}$ и $\delta_{v,r}$.

Верхняя точка эпюры линейной нагрузки на цилиндрическую преграду от разбивающихся волн определяется по величине $z_{от}$, выбираемой для точки пересечения соответствующей кривой z/H_t (см. рис. 25 [32]) с ограничивающей линией (штриховая линия на рисунке), характеризующей профиль разрушающейся волны.

Таким образом, расчет волновых нагрузок на обтекаемые сооружения выполняется в зависимости от типа волны, подходящей и воздействующей на вертикальную преграду. На сооружения открытого моря (различного вида платформы), состоящие из множества обтекаемых преград, расчет волновых нагрузок проводится отдельно для каждого элемента сооружения с учетом изменения значений составляющих скорости и ускорения по глубине, рассчитываемых с использованием той или иной теории волн. Следует иметь в виду, что при $l < 3D$ (l – расстояние между осями отдельно стоящих обтекаемых преград, а D – наибольший диаметр преград) волновая нагрузка, рассчитанная для отдельно стоящего элемента сооружения, умножается на коэффициенты сближения по фронту ψ_f и по лучу волны ψ_l , принимаемые по табл. 3.20.

Таблица 3.20. Коэффициенты сближения ψ_f и ψ_l

Относительное расстояние между осями преград l/D	Относительный диаметр $D/\bar{\lambda}$			
	0.1	0.05	0.1	0.05
	ψ_f		ψ_l	
3.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2.5	1.0	1.05	1.0	0.98
2.0	1.04	1.15	0.97	0.92
1.5	1.20	1.40	0.87	0.80
1.25	1.40	1.65	0.72	0.68

3.4.5. Волновые нагрузки на горизонтальную обтекаемую преграду

Конструкции сооружений открытого моря, кроме вертикальных (опорных) колонн, включают в себя и поперечные связи, т.е. элементы, расположенные по отношению к набегающей волне горизонтально или наклонно под каким-либо углом. Расчет полной нагрузки на подобные сооружения состоит в расчете волновых воздействий на все элементы сооружения – вертикальные, горизонтальные и наклонные.

В общем случае положение произвольно ориентированного элемента сквозного сооружения по отношению к воздействующим волнам определяется координатами x , y и z и углами φ и θ (см. рис. 3.12). *Горизонтально обтекаемыми преградами* называются такие цилиндрические элементы сооружения, оси которых составляют с вертикалью угол $\varphi = 90^\circ$. При определении волновых нагрузок на горизонтальные элементы рассматривается два их положения: когда угол $\varphi = 90^\circ$, т.е. направление оси горизонтального элемента совпадает с лучом волны, и когда угол $\varphi \neq 90^\circ$ (ось горизонтального элемента расположена под каким-либо углом к направлению потока).

Максимальное значение равнодействующей линейной нагрузки f_{\max} (кН/м) на горизонтальные обтекаемые элементы (рис. 3.32) с размерами $a \leq 0,1\bar{\lambda}$ (м) и $b \leq 0,1\bar{\lambda}$ (м) при $z_c \geq b$, но $(z_c - b/2) > h/2$ и при $(H - z_c) > b$ складывается из горизонтальной f_x и вертикальной f_z составляющих нагрузки и определяется по формуле [32]

$$f_{\max} = \sqrt{f_x^2 + f_z^2}, \quad (3.136)$$

При этом учитываются два случая [32]:

– с максимальной горизонтальной составляющей линейной нагрузки $f_{x, \max}$ (кН/м) при соответствующем значении вертикальной составляющей линейной нагрузки $f_{z, \max}$ (кН/м);

– с максимальной вертикальной составляющей линейной нагрузки f_z, \max (кН/м) при соответствующем значении горизонтальной составляющей линейной нагрузки f_x, \max (кН/м).

Максимальная нагрузка на обтекаемый горизонтальный элемент сооружения зависит от его положения относительно гребня волны, т.е. от расстояния x (см. рис. 3.32). Поэтому максимальные значения горизонтальной и вертикальной составляющих линейной нагрузки от волн определяются из ряда величин, полученных при различных значениях $\chi = x/\bar{\lambda}$ по формулам [32]

$$f_{x, \max} = f_{xi} \delta_{xi} + f_{xv} \delta_{xv}, \quad (3.137)$$

$$f_{z, \max} = f_{zi} \delta_{zi} + f_{zv} \delta_{zv}, \quad (3.138)$$

где f_{xi} , f_{zi} , f_{xv} и f_{zv} – соответственно инерционные и скоростные компоненты горизонтальной и вертикальной составляющих линейной нагрузки от волн (кН/м), определяемые из следующих выражений:

$$f_{xi} = \frac{1}{2} \rho g \pi^2 b^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{xi} \beta_i, \quad f_{xv} = \frac{2}{3} \rho g \pi b \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{xv} \beta_v, \quad (3.139)$$

$$f_{zi} = \frac{1}{2} \rho g \pi^2 a^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{zi} \beta_i, \quad f_{zv} = \frac{2}{3} \rho g \pi a \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{zv} \beta_v, \quad (3.140)$$

δ_{xi} , δ_{xv} , δ_{zi} и δ_{zv} – коэффициенты сочетания инерционных и скоростных компонентов линейной нагрузки от волн, принимаемые по соответствующим графикам (например, [24, 32]) для различных положений обтекаемого элемента относительно вершины волны $\chi = x/\bar{\lambda}$, либо для горизонтальной составляющей линейной

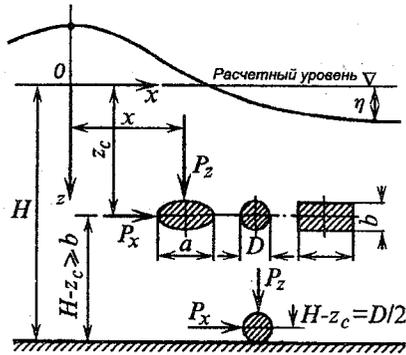


Рис. 3.32. Схема к определению волновых нагрузок на обтекаемые горизонтальные преграды.

нагрузки по формуле (3.128), а для вертикальной – по формулам (3.127); θ_{xi} , θ_{xv} – те же, что и в (3.118); θ_{zi} , θ_{zv} – коэффициенты линейной нагрузки от волн, принимаемые по соответствующим графикам СНиП [32] при значениях относительной ординаты $z_{от} = (H - z_c)H$ (см. рис. 3.32); β_i , β_v – инерционный и скоростной коэффициенты формы преграды с поперечным сечением в виде круга, эллипса или прямоугольника, определяемые при значениях alb для горизонтальной и bla для вертикальной составляющей нагрузки.

Рассмотренный метод расчета волновых нагрузок на горизонтальные обтекаемые преграды рекомендован СНиП [32]. Для предварительных расчетов может быть применим более простой способ определения нагрузок, основанный на использовании уравнения Морисона и расчете составляющих скорости и ускорения волнового потока на глубине расположения горизонтальной обтекаемой преграды.

3.4.6. Расчет волновых нагрузок на наклонные элементы сквозных сооружений

В настоящее время разработаны различные способы применения уравнения Морисона к задачам определения волновых нагрузок на опорные колонны и элементы конструкций различной ориентации в пространстве. Многие сооружения ферменного типа, как правило, содержат поперечные связи, ориентированные наклонно по отношению к вертикальным колоннам (см. рис. 3.12), подвергающимся значительному волновому воздействию вблизи уровня свободной поверхности моря.

При решении задач определения волновых нагрузок на наклонные опорные колонны и поперечные связи для входящих в уравнение Морисона (3.113) скорости и ускорения жидкости предусматривается их разложение на нормальную и тангенциальную по отношению к оси цилиндра составляющие. В практике же расчетов волновой нагрузки используется только нормальная составляющая скорости и ускорения. Не учет тангенциальной составляющей скорости и ускорения жидкости возможен в связи с тем,

что коэффициенты, обусловленные учетом тангенциальных составляющих векторов сил поверхностного трения, в 30–120 раз меньше скоростных и инерционных коэффициентов, учитываемых уравнением Морисона (3.113) [6].

Волновая нагрузка на наклонный цилиндр по направлению нормальна к его оси, но для упрощения последующих инженерных расчетов ее представляют в виде горизонтальной и вертикальной составляющих.

Таким образом, нагрузка от волн на произвольно ориентированный цилиндрический элемент сквозного сооружения определяется в предположении, что [24]:

– волновое давление, нормальное к оси элемента, рассчитывается с учетом составляющих скорости и ускорения, нормальных к той же оси;

– ось x совпадает с направлением луча волны и боковой гранью сооружения;

– движение жидкости характеризуется проекциями скорости v_x , v_z и ускорений a_x , a_z .

С помощью выражений для определения составляющих скорости и ускорения жидкости (3.46) – (3.49) уравнение (3.113) для расчета составляющих линейной волновой нагрузки на наклонную цилиндрическую преграду можно записать следующим образом:

$$\begin{aligned} f_x &= 0.5\rho C_v D v_n v_{nx} + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_{nx}, \\ f_y &= 0.5\rho C_v D v_n v_{ny} + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_{ny}, \\ f_z &= 0.5\rho C_v D v_n v_{nz} + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_{nz}. \end{aligned} \quad (3.141)$$

Суммарная волновая нагрузка на единицу длины цилиндра равна

$$f = \pm \sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2}, \quad (3.142)$$

причем знак в уравнении (3.142) зависит от знака составляющих.

Если в пределах относительно коротких элементов цилиндров кинематические характеристики изменяются незначительно, можно использовать осредненные значения составляющих скоростей и ускорений. В этом случае составляющие волновой нагрузки на элемент длиной l принимаются равными

$$F_x = f_x l, \quad F_y = f_y l, \quad F_z = f_z l. \quad (3.143)$$

При заметном изменении скорости и ускорения вдоль элемента составляющие нагрузок определяются интегрированием по части длины элемента, подверженного действию волны.

Согласно СНиП [32], нагрузку от волн на элементы сооружения, наклоненные к горизонтали или вертикали под углом менее 25° , допускается определять соответственно как на горизонтальную или вертикальную обтекаемые преграды.

В общем случае при расчете волновых нагрузок на наклонные цилиндрические преграды необходимо учитывать следующие факторы [39]:

- расчет и сравнение нескольких вариантов конструкций, различающихся общей геометрией сооружения и размерами его элементов;
- применение метода последовательных приближений при подборе размеров сечений, так как эти размеры зависят от внешней волновой нагрузки, которая в свою очередь зависит от диаметров элементов;
- расчеты нагрузок от волн на сооружения ферменного типа выполняются для различных направлений (для 4–8 направлений) распространения волн и для нескольких значений параметров расчитанной волны (обычно расчет выполняется при трех расчетных значениях длины волны: $0.8\bar{\lambda}$, $\bar{\lambda}$, $1.4\bar{\lambda}$, где $\bar{\lambda}$ – средняя длина волны расчетного шторма).

3.4.7. Расчет волновых нагрузок на конические опоры

Отдельно стоящие конические опоры наиболее широко используются при строительстве ледостойких нефтегазовых соору-

жений, проектируемых на шельфе северных морей. Для расчета этих сооружений и воздействий волн на них уравнение Морисона в виде (3.113) не применимо, так как возможность его использования ограничена случаем, когда диаметр колонны (опоры) мал по сравнению с длиной набегающей волны, и следовательно, обратное влияние колонны на параметры волны пренебрежимо мало. Если это условие не выполняется, то должно быть учтено искажение волны, происходящее в результате ее взаимодействия с колонной. Таким образом, особенностью расчета волновых воздействий на сооружения подобного типа является то, что из-за их значительных размеров (диаметр у основания конуса может достигать 100 м и более) необходим учет дифракции волн, возникающей при взаимодействии их с сооружением, или, более точно, необходимо решение пространственной задачи дифракции периодических волн на конечной глубине у конической опоры [39]. В настоящее время получены решения задачи расчета дифракции регулярных волн при их взаимодействии с препятствиями, имеющими форму тел вращения относительно вертикальной оси, в том числе с конусом. С целью использования решения задачи дифракции волн для инженерных приложений при расчете силового воздействия волн на конические опоры И. Ш. Халфин [39] разработал методику представления одного из численных решений в виде достаточно простых формул, безразмерные коэффициенты в которых выражаются системой графиков. Для построения этих графиков требуется определить пределы изменчивости безразмерных величин H/R и $\pi D/\lambda$ (R и D – соответственно радиус и диаметр опоры в ее основании) конических опор в зависимости от угла α (угол между образующей конуса и горизонтальным дном) и относительной глубины H/λ .

В результате расчет сил и моментов сил от волнового воздействия на конические опоры, расположенные на непроницаемом дне, предлагается проводить при следующих условиях [39]:

$$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ; \quad 0.6 \leq \pi D/\lambda \leq 3.0; \quad 0.08 \leq H/\lambda \leq 0.50. \quad (3.144)$$

Формулы для расчета силового воздействия волн на конические опоры имеют следующий вид:

– для максимальной равнодействующей горизонтальной нагрузки $Q_{x, \max}$ (кН)

$$Q_{x, \max} = \frac{1}{8} \rho g h D^2 \psi_x; \quad (3.145)$$

– для максимальной равнодействующей вертикальной нагрузки $Q_{z, \max}$ (кН)

$$Q_{z, \max} = \frac{1}{8} \rho g h D^2 \psi_z; \quad (3.146)$$

– для общего максимального опрокидывающего момента M_{\max} (кН·м)

$$M_{\max} = \frac{1}{16} \rho g h D^3 \psi_M, \quad (3.147)$$

где ψ_x – коэффициент горизонтальной нагрузки; ψ_z – коэффициент вертикальной нагрузки (при прохождении гребня волн через вертикальную ось конуса сила $Q_{z, \max}$ направлена вниз, при прохождении ложбины волны – вверх, т.е. в этом случае возникает взвешивающее усилие); ψ_M – коэффициент общего опрокидывающего момента. Фазы максимумов нагрузок $Q_{x, \max}$ и $Q_{z, \max}$ сдвинуты на $\pi/2$, а направление действия M_{\max} совпадает с направлением действия момента от силы $Q_{x, \max}$ при прохождении гребня волны и противоположно этому направлению при прохождении ложбины волны, причем фазы $Q_{x, \max}$ и M_{\max} совпадают. Графики для определения ψ_x , ψ_z и ψ_M в зависимости от безразмерных характеристик $\pi D/\lambda$ и H/R приведены в [39]. Результаты сравнения теоретических решений задачи воздействия волн на конические опоры в этой постановке вполне удовлетворительно подтверждаются и лабораторными экспериментами.

Ранее уже отмечалось, что если диаметр колонны соизмерим с длиной волны, то в этом случае отношение высоты волны к диаметру колонны мало, и как следует из (3.118), скоростная составляющая волновой нагрузки пренебрежимо мала. Таким образом, в случаях, когда необходимо учитывать влияние диаметра колонны,

достаточно рассматривать только инерционную составляющую нагрузки. Согласно теории дифракции волн, учет влияния диаметра колонны приводит к необходимости изменения значения коэффициента инерционного сопротивления, а в общем случае введения в уравнение сдвига по фазе (см. рис. 3.27). Тогда расчет максимальной удельной горизонтальной волновой нагрузки на конус $f_x(z)$ (рис. 3.33) в любом его сечении на высоте z над дном (с учетом дифракции волн) может быть выполнен по формуле для инерционной составляющей силы

$$f_x(z) = -\frac{\rho g}{4} \frac{h}{\lambda} \pi^2 D^2(z) \frac{\text{ch}(kz)}{\text{sh}(kH)} C_i \left(\frac{\pi D(z)}{\lambda} \right), \quad (3.148)$$

где $C_i(\pi D(z)/\lambda)$ – коэффициент инерционного сопротивления, который определяется с учетом дифракции по табл. 3.21 или по специально построенному для этой цели графику; $D(z)$ – диаметр сечения конуса на высоте z над дном (см. рис. 3.33).

Выражение для максимальной равнодействующей горизонтальной волновой нагрузки на коническое сооружение в этом случае имеет вид

$$Q_{x, \max} = \int_0^H f_x(x) dz. \quad (3.149)$$

Максимальная вертикальная волновая нагрузка и максимальный общий от горизонтальных и вертикальных нагрузок опрокидывающий момент определяются как функции максимальной горизонтальной нагрузки $Q_{x, \max}$.

Как и в случае расчета воздействий волн на массивные сооружения типа вертикальной стенки и откосных берегозащитных

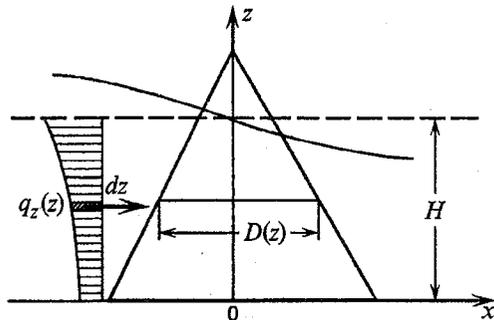


Рис. 3.33. Эпюра давления волн на коническую опору.

сооружений, при расчете конических опор, кроме определения основных волновых нагрузок, для проверки возможности размыва дна у их основания необходимо рассчитывать максимальную донную скорость V_{\max}

(м/с), возникающую в результате взаимодействия волн с сооружением, в точках по контуру опоры и впереди преграды на расстоянии 0.25λ от контура преграды. Определение максимальной донной скорости нормативными документами (например, [32]) рекомендуется выполнять по формуле

Таблица 3.21. Значения коэффициента инерционного сопротивления C_i

$\frac{\pi D(t)}{\lambda}$	C_i	$\frac{\pi D(t)}{\lambda}$	C_i	$\frac{\pi D(t)}{\lambda}$	C_i
0-0.4	2.00	1.2	1.10	2.25	0.45
0.5	1.95	1.4	0.92	2.50	0.37
0.6	1.85	1.6	0.75	2.75	0.31
0.8	1.60	1.8	0.63	3.00	0.28
1.0	1.33	2.0	0.53	3.25	0.24
				3.50	0.20

$$V_{\max} = 2\psi_v \frac{\pi h}{\bar{\tau}} \frac{1}{\operatorname{sh} kH}, \quad (3.150)$$

где ψ_v – коэффициент, принимаемый по табл. 3.22 [32].

Таблица 3.22. Значения коэффициента ψ_v

Положение расчетных точек	D/λ		
	0.2	0.3	0.4
На контуре преграды	0.98	0.87	0.77
Впереди преграды	0.67	0.75	0.75

3.4.8. Расчет волновых нагрузок на бетонные гравитационные буровые платформы

Буровые платформы, относящиеся к гравитационному типу платформ и строящиеся на глубинах до 120–140 м, состоят из основания на дне моря, изготовленного в виде ячеистого железобетонного понтона, двух, трех или четырех цилиндрических или конических опорных колонн, формы которых можно характери-

зывать как тела вращения, симметричные относительно вертикальной оси, и надводной металлической платформы с технологическим оборудованием. Общая устойчивость этого типа сооружений обеспечивается собственным весом и весом балласта, загружаемого в ячеистый понтон.

На стадии предварительного проектирования для этого типа сооружений выполняются расчеты их общей устойчивости на сдвиг и опрокидывание, а также расчет напряжений в основании. Для сооружения, имеющего наклонные и горизонтальные подводные поверхности, кроме горизонтальных учитываются вертикаль-

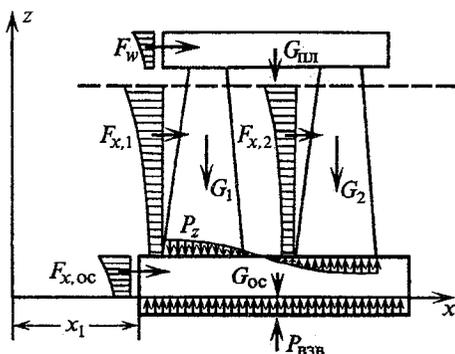


Рис. 3.34. Эпюры давления от ветра и волн на гравитационную буровую платформу.

ные составляющие волновых нагрузок и опрокидывающие моменты от них. Таким образом, в общем случае рассматриваются следующие виды действующих на сооружение нагрузок (рис. 3.34):

— горизонтальное равнодействующее напряжение от ветра на надводную часть платформы F_w ;

— горизонтальное равнодействующее волновое напряжение на оба ряда колонн $F_{x,1}$ и $F_{x,2}$;

— горизонтальное равнодействующее напряжение на основание сооружения $F_{x,oc}$;

— вертикальное волновое давление на кровлю основания P_z ;

— вертикальную нагрузку от веса сооружения G с учетом взвешивающих сил $P_{взв}$;

— опрокидывающие моменты от горизонтальных нагрузок относительно дна M_x ;

— опрокидывающие моменты от вертикальных нагрузок M_z .

Гравитационные буровые платформы относительно жесткие сооружения, для которых отношение периода воздействующей волны к периоду собственных колебаний сооружения ($\bar{\tau}/\tau_c$) существенно меньше 0.3. Поэтому волновые нагрузки в этом случае рассматриваются как детерминированные и статические от регулярных волн расчетных параметров повторяемостью 1 раз в 50–100 лет (1%-ной или 2%-ной обеспеченности). Горизонтальные волновые нагрузки на колонны с большими поперечными размерами (8–20 м) рассчитываются по методике, рассмотренной нами ранее и рекомендованной действующими нормативными документами [например, 32]. При этом учитывается только горизонтальная составляющая волновых напряжений, а также фазовый сдвиг гребня волны относительно осей колонн. Расчеты нагрузок проводятся на основе теории обтекания волной сооружения без учета ее дифракции.

В реальных же условиях горизонтальная волновая нагрузка на основание является инерционной (при большом диаметре основания малое отношение высоты волны к диаметру и скоростную составляющую в этом случае можно не учитывать), причем при расчете волновой нагрузки необходимо учитывать дифракцию в случае значительных размеров основных элементов подобных сооружений.

Вертикальное давление на кровлю основания при $H=H_{oc}$ рассчитывается с учетом фазового сдвига гребня волны. Максимальная горизонтальная инерционная нагрузка в целом на сооружение возникает в момент, когда точка пересечения спокойного горизонта совпадает с осью основания. Расчет максимальной горизонтальной волновой нагрузки F_{max} (кН) на основание и определение точки ее приложения проводятся по эпюре максимального удельного давления на основание $P_{x,oc}^{max}$, которое рассчитывается при $0 < z < H_{oc}$ по формуле

$$P_{x,oc}^{max}(z) = \rho g \frac{h\pi^2}{\lambda} \frac{D_{oc}^2}{4} \frac{\text{ch}(ks)}{\text{sh}(kH)} C_i \left(\frac{\pi D_{oc}}{\lambda} \right), \quad (3.151)$$

где D_{oc} – диаметр основания, м; H_{oc} – глубина моря над основанием, м.

В том случае, если основание сооружения имеет квадратную форму с размером сторон B_{oc} , удельная нагрузка вычисляется как для основания круглой формы диаметром $D = 1.13 B_{oc}$ и умножается на коэффициент 1.08.

Для определения вертикального волнового давления на кровлю основания P_z (кПа) нормативные документы рекомендуют в момент максимума горизонтальной силы на глубине $z \geq 0$ использовать формулу, включающую коэффициент распределения давления γ , определяемый по табл. 3.23:

$$P_z(z) = \rho g h \frac{\text{ch } k(H-z)}{\text{ch}(kH)} \gamma. \quad (3.152)$$

Вертикальное волновое давление на кровлю основания P_z (кПа) определяется с учетом сдвига гребня волны относительно оси элемента этого сооружения по формуле

$$P_z(z) = \rho g \frac{h}{2} \frac{\text{ch}(kH_{oc})}{\text{ch}(kH)} \cos \frac{2\pi x}{\lambda},$$

$$x_1 < x < x + D_{oc}, \quad (3.153)$$

где x_1 – расстояние от гребня волны до основания (см. рис. 3.34).

Давление P_z в точках, лежащих выше расчетного уровня воды ($z < 0$), при $x > 0$ рекомендуется принимать по линейному закону между P_z на уровне $z = 0$, определяемым по (3.152), и $P_z = 0$ на уровне $z = -\gamma h$; а при $\gamma < 0$ для точек на глубине $0 \leq z \leq -\gamma h$ – также по линейному

Таблица 3.23. Значения коэффициента γ

θ°	D/λ		
	0.2	0.3	0.4
0	0.73	0.85	0.86
15	0.70	0.83	0.86
30	0.68	0.81	0.84
45	0.60	0.74	0.80
60	0.50	0.65	0.70
75	0.35	0.51	0.55
90	0.22	0.34	0.34
105	0.03	0.11	0.10
120	-0.09	-0.08	-0.10
135	-0.23	-0.23	-0.23
150	-0.32	-0.36	-0.33
165	-0.37	-0.42	-0.48
180	-0.41	-0.45	-0.40

Примечание. θ – угол между лучом набегающей волны и направлением на рассматриваемую точку из центра преграды (для передней образующей цилиндра $\theta = 0$).

закону между $P_z = 0$ при $z = 0$ и P_z , определяемым по (3.152) при $z = -\gamma h$.

3.4.9. Общие принципы расчета нагрузок на сооружения открытого моря

Сооружения открытого моря (или сквозные сооружения) могут состоять:

- из вертикальных колонн, соединенных сверху платформой;
- из вертикальных, горизонтальных и наклонных обтекаемых элементов, образующих пространственную форму;
- из решетчатых опор, соединенных сверху платформой.

В действующих нормативных документах [32] при детерминистическом подходе к расчету на воздействие регулярных волн на сквозные сооружения указано, что статическая (или квазистатическая) нагрузка от волн на них должна определяться суммированием нагрузок от расчетной волны на все смоченные элементы сооружения с учетом положения каждого элемента относительно профиля расчетной волны. Таким образом, в качестве расчетной нагрузки на сооружение принимают максимальную суммарную нагрузку, получающуюся в результате определения суммарной нагрузки при различных положениях профиля расчетной волны относительно оси сооружения. Подобные расчеты требуют огромного объема вычислительных работ при проектировании сооружений ферменного типа.

В общем случае расчет нагрузки от волн на сквозное сооружение складывается из определений [24]:

- наиболее опасного положения сооружения относительно вершины волны $\chi = x / \bar{\lambda}$;
- суммарной нагрузки на элементы сквозного сооружения для наиболее опасного его положения относительно вершины волны;
- горизонтальной и вертикальной составляющих максимальной статической волновой нагрузки на сооружение и опрокидывающего момента относительно дна;
- расчетной нагрузки от волн;

– расчетных нагрузок от волн на отдельные элементы конструкций.

Выбор целесообразных с точки зрения методов расчета нагрузок от волн на произвольно ориентированные элементы сооружения, а также способов суммирования нагрузок зависит от следующих факторов [39]:

– этапа проектирования (расчеты вариантов конструкции сооружения или окончательного варианта);

– основной цели расчета (определение общей устойчивости и прочности сооружения в целом или расчет местной прочности отдельных элементов сооружения);

– общего подхода к выбору методов расчета сооружения открытого моря (статический или динамический, детерминированный или вероятностный).

В инженерной практике обычно используются два основных метода расчета нагрузки от волн на произвольно ориентированные в пространстве элементы конструкции [39].

1. Метод нормальных удельных нагрузок, когда удельную нагрузку по длине элемента определяют на основе уравнения Морисона, рассчитывая проекции скоростей v_n и ускорений a_n , нормальных к оси элемента в рассматриваемой точке и в данный момент времени, используя известные горизонтальные и вертикальные проекции орбитальных скоростей (v_x , v_z) и ускорений (a_x , a_z) частиц жидкости в этой точке.

2. Метод проекций нагрузок, когда горизонтальную или вертикальную нагрузку от волн, действующую по всей длине элемента, определяют как площадь эпюры удельной нагрузки, построенной на соответствующей проекции этого элемента на нормаль к лучу волны (при этом поперечные размеры элемента принимаются равными размерам сечения произвольно ориентированного в пространстве элемента горизонтальной или вертикальной плоскостью, а расчет соответствующей удельной нагрузки выполняется по известным значениям v_x , v_z , a_x и a_z).

Метод проекций нагрузок, позволяющий существенно упростить расчеты и сократить их объем широко используется в инженерной практике при сборе нагрузок от волн с целью расчета

общей устойчивости и прочности сквозных сооружений и рекомендован действующими нормативными документами, например, [32].

Нагрузки от волн, рассчитанные как площади эпюр удельных нагрузок, действующих по длине элемента сооружения или их проекций, разносятся в узлы, где пересекаются рассматриваемые элементы, и далее выполняется расчет напряженно-деформированного состояния сквозного сооружения методами строительной механики.

В результате статический (квазистатический) расчет морских стационарных сооружений сквозной конструкции на волновое воздействие при детерминированном подходе проводится в такой последовательности:

- по данным о скорости ветра, длине разгона и глубине моря определяются параметры волны расчетного шторма (средние высота, длина и период) повторяемостью один раз в 25, 50 или 100 лет в зависимости от класса капитальности сооружения;

- определяются максимальные параметры расчетных регулярных волн с высотами 1%-ной обеспеченности в системе расчетного шторма (с периодом, равным $\tau = (0.9 \div 1.2)\bar{\tau}$, где $\bar{\tau}$ – средний период волн при шторме);

- рассчитывается волновая нагрузка на жесткое сооружение и определяется положение профиля волны, при котором нагрузка на сооружение максимальна, для чего строятся эпюры удельных нагрузок для нескольких профилей волны относительно оси сооружения, а значения нагрузок интегрируют по смоченной длине элементов сооружения;

- выполняется статический расчет сооружения под действием максимальной волновой нагрузки и определяются напряжения и деформации элементов конструкции.

Статический расчет сооружения или расчет статических волновых нагрузок на сооружение от волн выполняется для достаточно жестких конструкций, период собственных колебаний τ_c которых под воздействием волн значительно меньше среднего периода волн $\bar{\tau}$, воздействующих на сооружение. При отношении периодов, равном $0.01 \leq \tau_c / \bar{\tau} \leq 0.3$, рассчитанная статическая вол-

новая нагрузка умножается на коэффициент динамичности k_d . В случае, если $(\tau_c / \bar{\tau}) > 0.3 > 0.3$, для учета колебаний конструкции под воздействием волн выполняется динамический расчет сооружения.

Изложенное выше относится к случаю расчета квазистатических нагрузок при действии на сооружение регулярной волны расчетных параметров. При необходимости выполнения расчетов квазистатических нагрузок на сооружение при действии нерегулярных волн или при разработке методов динамического расчета сооружений при действии детерминированных или случайных волн проблема упрощения схемы сбора нагрузок на сооружение становится определяющей с точки зрения возможности разработки реально осуществимого метода расчета [39].

3.5. Динамический эффект при волновом воздействии на ферменные сооружения

Большинство морских гидротехнических сооружений сквозной конструкции состоят из металлических цилиндрических элементов и представляют собой надводную платформу, несущую буровое и другое технологическое оборудование, и основание, прикрепленное ко дну сваями. Подобное сооружение при расчете нагрузок на него при воздействии волн может быть представлено в виде консольного стержня, жестко закрепленного в дно и несущего либо сосредоточенную в верхней своей части одну массу, либо несколько масс, расположенных вдоль длины стержня (обычно в узлах фермы основания). В первом случае решается задача для системы с одной степенью свободы, во втором – с конечным числом степеней свободы.

Для вывода зависимости, позволяющей оценить роль динамического эффекта при определении волновых нагрузок на гидротехническое сооружение, вводятся следующие допущения. Рассматривается воздействие на сооружение регулярной синусоидальной волны как сосредоточенной силы, приложенной к верхней части сооружения в виде [11]:

$$F = F_0 \sin(\omega t), \quad (3.154)$$

где F_0 – амплитуда приведенной волновой нагрузки, вызываемой такое же перемещение верхней части сооружения, что и статическая приложенная к нему распределенная волновая нагрузка.

Масса сооружения m приближенно представляется в виде *приведенной массы*, как сумма массы верхней части сооружения m_{bc} и половины массы основания m_{oc} с учетом присоединенной массы сооружения m' и массы воды в вертикальных колоннах m_w , т.е.

$$m = m_{bc} + 0.5(m_{oc} + m_w + m'). \quad (3.155)$$

В результате опорное основание представляется стержнем, не имеющим массы, но обладающим приведенной жесткостью, а вся система с приведенной массой на уровне верхнего строения и при условии исключительно горизонтального движения сооружения – системой с одной степенью свободы. Таким образом, суммарная горизонтальная сила F_{Σ} , приложенная к верхнему строению, складывается из волновой нагрузки f , силы инерции $m\dot{a}$ и силы сопротивления $C\dot{v}$:

$$F_{\Sigma} = f - C\dot{v} - m\dot{a}, \quad (3.156)$$

где \dot{v} и \dot{a} – соответственно горизонтальные составляющие скорости и ускорения сооружения при его перемещении; C – коэффициент сопротивления.

Суммарное же усилие связано с горизонтальным перемещением x верхнего строения сооружения и определяется как

$$F_{\Sigma} = Kx, \quad (3.157)$$

где K – жесткость консоли или статическая нагрузка, вызывающая одиночный прогиб верха консоли, где сосредоточена масса; x – горизонтальное смещение массы.

Если исключить F_{Σ} из этих равенств и учесть выражение (3.154) для расчета динамической реакции сооружения, то после некоторых упрощений для дальнейшего использования можно получить выражение

$$m\ddot{a} + C\dot{v} + Kx = F_0 \sin(\omega t). \quad (3.158)$$

Решение уравнения (3.158) при малом затухании колебаний, т.е. при $(0.5C/m)^2 \ll (Km)^2$, имеет вид

$$x = e^{\beta t} [c_1 \cos(\omega_0 t) + c_2 \sin(\omega_0 t)] + \frac{F_0}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\beta\omega)^2}} \sin(\omega t - \varphi), \quad (3.159)$$

где $\beta = 0.5C/m$, а $\omega_0 = \sqrt{K/m}$ – собственная (основная) частота колебаний системы (идеализированной), зависящая только от свойств сооружения; c_1 и c_2 – константы, определяемые из начальных условий (выражения для их определения будут приведены ниже).

Первое слагаемое уравнения (3.159) соответствует затухающим горизонтальным колебаниям, прекращающимся со временем, а второе – выражает установившиеся колебания, которые совершает сооружение спустя некоторое время (т.е. после прекращения затухающих колебаний) с частотой ω и сдвигом по фазе φ . Амплитуда этих колебаний X_0 равна

$$X_0 = \frac{F_0}{m\omega_0} \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right]^2 + \left(\frac{2\omega\beta}{\omega_0^2}\right)^2}} = \frac{F_0}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\beta\omega)^2}}, \quad (3.160)$$

а сдвиг фазы определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2\beta\omega}{\omega_0^2 - \omega^2}, \quad 0 \leq \varphi \leq \pi. \quad (3.161)$$

Из начальных условий ($x = 0$, $v = 0$) определяются постоянные уравнения (3.159) c_1 и c_2 :

$$c_1 = \frac{F_0}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\beta\omega)^2}} \cos \varphi, \quad (3.162)$$

$$c_2 = \frac{F_0}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\beta\omega)^2}} \left(\frac{\omega}{\omega_0} \sin \varphi + \frac{\beta}{\omega_0} \cos \varphi \right).$$

Обозначив максимальное горизонтальное перемещение, вызванное статической нагрузкой X_{st} , как

$$X_{st} = \frac{F_0}{m\omega_0}, \quad (3.163)$$

отношение амплитуды перемещений X_0 к X_{st} — коэффициент динамичности K_D — запишется в виде

$$K_D = \frac{X_0}{X_{st}} = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right]^2 + \left(\frac{2\beta\omega}{\omega_0^2}\right)^2}}. \quad (3.164)$$

При отсутствии затухания ($\beta = 0$) выражение для коэффициента динамичности преобразуется в формулу

$$K_D = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right]^2}. \quad (3.165)$$

Зависимость коэффициента динамичности от относительной частоты колебаний (ω/ω_0) и коэффициента затухания (β/ω_0) для рассмотренной системы с одной степенью свободы представлена на рис. 3.35. Коэффициент затухания β/ω_0 у сооружений морского шельфа изменяется обычно от 0.05 до 0.10, т.е. составляет примерно 5÷10% от критического затухания, под которым понимается $\beta/\omega_0 = 1.0$. Из рис. 3.35 видно, что перемещения платформы, а следовательно и напряжения в опорном основании, могут во

много раз превышать их значения, определяемые для статического режима при $\omega = 0$, если частота волнового воздействия близка к собственной частоте сооружения ω_0 . Гармонические нагрузки наиболее опасны для сооружений, которые испытывают упругие колебания. При резонансе, возникающем, например, в условиях зыби, малые значения нагрузок могут вызывать значительные перемещения отдельных частей сооружения и его деформацию. Определяющим при этом фактором является жесткость элементов сооружения. В общем случае жесткость сооружения, или его податливость, зависит от следующих характеристик:

- общей высоты сооружения L ;
- модуля упругости E материала конструкции (сталь, железобетон);
- момента инерции J опорных конструкций;
- размещения сосредоточенных масс на сооружении.

Произведение EJ представляет собой жесткость опорных конструкций при изгибе – способность конструкции сопротивляться образованию деформаций. Значение податливости (жесткости) определяется в зависимости от расчетной схемы сооружения с учетом заделки опор в грунт, веса сооружения, технологических нагрузок и их влияния на продольные осевые силы в опорах и т.д.

Допустимо проектировать сооружения с учетом воздействий регулярной волны на основе только статических расчетов при условии, что частота волны ω достаточно мала по сравнению с собственной частотой сооружения ω_0 , а коэффициент динамичности $K_D = X_0/X_{st}$ отличается от единицы не более чем на 5÷10 %. В противном случае учитывается динамический характер волновых воздействий и соответственно применяется динамический расчет сооружения.

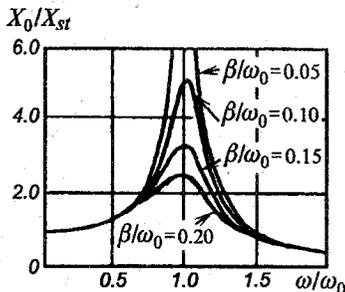


Рис. 3.35. Зависимость коэффициента динамичности K_D от относительной частоты колебаний ω/ω_0 и коэффициента затухания β/ω_0 .

3.5.1. Учет динамической реакции сооружения на волновые нагрузки

При периодическом волновом воздействии сооружение или отдельные его части совершают колебания с периодом вынуждающей силы. В результате в сооружениях начинают действовать инерционные эффекты, которые проявляются обычно в виде увеличения перемещений, связанных с волновым воздействием. Относительно невысокие и жесткие сооружения, расположенные на глубинах, не превышающих 90–100 м, испытывают колебания в волновом режиме с собственной частотой, значительно превышающей частоту волновых нагрузок. При таких условиях расчеты сооружений могут быть выполнены при статической постановке задачи.

Развитие морской нефтегазодобывающей отрасли связано с необходимостью строительства платформ для добычи нефти и газа на больших глубинах. При этом следует иметь в виду, что у сооружений, расположенных на больших глубинах и имеющих значительную гибкость из-за особенностей фермы и конструкции, собственная частота колебаний может оказаться близкой к частоте волновой нагрузки, что соответственно приведет к заметному увеличению перемещений элементов сооружения и, как следствие этого, может наблюдаться возможное возрастание напряжений. В этом случае возникает необходимость учета динамического характера волновых нагрузок и должно выполняться оценка роли динамического эффекта в формировании этих нагрузок, что позволит выбрать соответствующий метод расчетов волновых воздействий при проектировании сооружения. Строго аналитического решения этой задачи для волн конечной амплитуды нет, поскольку:

- волновая нагрузка не является гармонической вследствие суммирования скоростной и инерционной составляющих;
- точка приложения равнодействующей волновой нагрузки изменяется за период волн вдоль опор, так как изменяется высота их смачивания;

– для сложных конструкций, когда достаточно велики расстояния между опорами сооружения, точки приложения сил различны.

В настоящее время в этих случаях наиболее часто используется приближенный метод расчета, когда волновую нагрузку на сооружение рассчитывают как статическую, а ее динамический характер определяется путем умножения полученного результата на коэффициент динамичности K_D (табл. 3.24), зависящий от отношения периодов вынуждающей силы $\bar{\tau}$ и собственных колебаний сооружения τ_c . Этот же подход рекомендуется и нормативными документами, в частности СНиП [32]. При этом необходимо

Таблица 3.24. Значение коэффициента K_D

Отношение периодов $\tau_c / \bar{\tau}$	0.01	0.1	0.2	0.3
Коэффициент динамичности [32]	1.00	1.15	1.20	1.30
Коэффициент динамичности при $\beta=0$ по (3.165)	1.00	1.01	1.042	1.099

помнить условие применения статического метода, т.е. коэффициент динамичности не должен превышать 10 % от единицы, или руководствоваться ограничением применимости статического метода, приведенного в [32] (при отношении периодов $(\tau_c / \bar{\tau}) > 0.3$ выполняется динамический расчет сооружения). Метод учета динамичности волновых нагрузок, предлагаемый в этом нормативном документе, не является строгим и не имеет серьезного экспериментального и теоретического обоснования. Для получения более точных результатов используются аналитические и численные методы динамического расчета сквозных сооружений.

В условиях динамической реакции сооружения при движении сваи действующие на нее скоростная и инерционные составляющие волновой нагрузки уменьшаются вследствие имеющего место относительного движения воды при колебании сваи. Следовательно, для учета этого эффекта в уравнении нагрузок (3.113)

произведение $|v_x|v_x$ необходимо заменить на $|v_x - \dot{v}|(v_x - \dot{v})$ и добавить слагаемое $-\rho(C_i - 1)(\pi D^2/4)\dot{a}$. Здесь \dot{v} и \dot{a} – горизонтальные составляющие скорости и ускорения сваи. Тогда выражение погонной волновой нагрузки на сваю (вертикальную колонну) можно записать, как [11]

$$f = 0.5\rho C_v D |v_x - \dot{v}|(v_x - \dot{v}) + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_x - \rho(C_i - 1) \frac{\pi D^2}{4} \dot{a}. \quad (3.166)$$

Добавленное слагаемое $[-\rho(C_i - 1)(\pi D^2/4)\dot{a}]$ – инерционная составляющая, обусловленная изменением присоединенной массы воды объема опоры при ее колебаниях, т.е. выражает усилие, связанное с ускорением жидкости, обусловленным движением сваи.

Если общую, не связанную с движением воды нагрузку на элемент сваи обозначить через f' , то уравнение движения элемента сваи в горизонтальном направлении в этом случае запишется в виде

$$f' + f = m\dot{a}, \quad (3.167)$$

где m – погонная масса сваи.

В результате получим [11]

$$m\dot{a} = f' + 0.5\rho C_v D |v_x - \dot{v}|(v_x - \dot{v}) + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_x - \rho(C_i - 1) \frac{\pi D^2}{4} \dot{a},$$

после преобразования последнего выражения имеем формулу

$$(m + m')\dot{a} = f' + 0.5\rho C_v D |v_x - \dot{v}|(v_x - \dot{v}) + \rho C_i \frac{\pi D^2}{4} a_x, \quad (3.168)$$

где

$$m' = \rho(C_i - 1) \frac{\pi D^2}{4}. \quad (3.169)$$

Таким образом, учет инерции элементов сооружения в результате ускоренного движения сваи в воде эквивалентен увеличению погонной массы на величину m' , которая называется присоединенной погонной массой. Сумма $m + m'$ называется *эффективной массой*.

3.5.2. Основы метода динамического расчета сооружений

Расчеты опорных оснований морских гидротехнических сооружений в виде пространственных ферм проводятся обычно на основе приведения распределенных волновых нагрузок к эквивалентным узловым силам и моментам. Для определения этих усилий в волновом цикле методом статического расчета устанавливают момент достижения горизонтальными волновыми нагрузками максимума. Это оправдано при пренебрежимо малых значениях инерционных сил. В этом случае общая реакция сооружения изменяется пропорционально действующей волновой нагрузке и моменты их максимальных значений совпадают. При возрастании динамического эффекта, когда коэффициент динамичности сооружения значительно отличается от единицы (более чем на 10%), масса сооружения не может мгновенно отреагировать на приложенную нагрузку и максимальное значение реакции смещается во времени относительно момента максимального волнового воздействия. Поэтому при динамическом расчете сооружения, в отличие от статического, узловые нагрузки рассчитываются для всех моментов волнового цикла.

Вклад каждого отдельного элемента ферменного сооружения в узловые нагрузки находится обычно при некотором упрощенном представлении о распределении волновых нагрузок по всей длине элементов сооружения и рассчитывается как сумма усилий, передаваемых в узел от всех соединенных в нем элементов (рис. 3.36). При приближенном представлении волновых нагрузок они определяются для масс сосредоточенных в узлах ферм и приведенных к ним соответствующих объемов и площадей.

Волновая нагрузка F_j , приведенная к j -му узлу фермы, определяется, согласно уравнению (3.166), по формуле

$$F_j = 0.5\rho C_v S_j |v_{x,j} - \dot{v}_j|(v_{x,j} - \dot{v}_j) + \rho C_i W_j a_{x,j} - \rho(C_i - 1)W_j \dot{a}_j, \quad (3.170)$$

где S_j и W_j – соответственно приведенные площади и объемы элементов сооружения, сосредоточенные в j -м узле; $v_{x,j}$ и $a_{x,j}$ –

горизонтальные составляющие скорости движения и ускорения относительно j -го узла; \dot{v}_j и \dot{a}_j – горизонтальные составляющие скорости и ускорения смещения j -го узла сооружения.

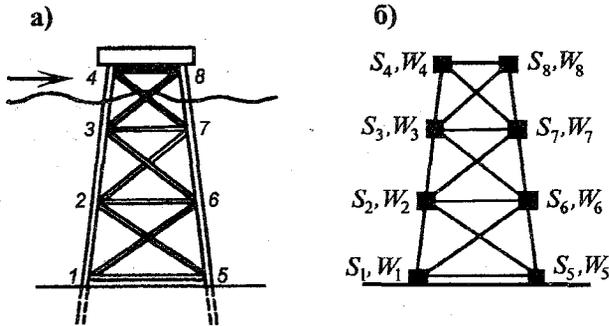


Рис. 3.36. Основание буровой платформы (а) и схема ее представления (б) с приведенными в узлы площадями S_j и объемами W_j элементов.

Полагая в дальнейшем скорость перемещения узла сооружения малой в сравнении со скоростью движения воды, приближенно можем получить, что

$$|v_{x,j} - \dot{v}_j|(v_{x,j} - \dot{v}_j) = |v_{x,j}|v_{x,j} - 2|v_{x,j}|\dot{v}_j; \quad (3.171)$$

в качестве дополнительного условия заменим $|v_{x,j}|$ средним значением $\bar{v}_{x,j}$, независимым от времени. Если использовать выражение для $v_{x,j}$ и $a_{x,j}$ согласно теории волн малой амплитуды:

$$v_{x,j} = \frac{\omega h}{2} \frac{\text{ch}(kz_j)}{\text{sh}(kH)} \cos(kx_j - \omega t), \quad (3.172)$$

$$a_{x,j} = \frac{\omega^2 h}{2} \frac{\text{ch}(kz_j)}{\text{sh}(kH)} \sin(kx_j - \omega t),$$

где x_j и z_j – координаты узла (начало координат на уровне морского дна), и, кроме того, в узлах с координатами $z > H$ прибли-

женно полагать, что $z = H$, то выражение для определения волновой нагрузки F_j , приложенной к j -му узлу, будет иметь вид

$$F_j = 0.5\omega h \frac{\text{ch}(kz_j)}{\text{sh}(kH)} \sqrt{(0.5\rho C_v S_j \bar{v}_{x,j})^2 + (\rho\omega C_i W_j)^2} \sin(kx_j - \omega t + \varphi_j) - \rho C_v S_j \bar{v}_{x,j} \dot{v}_j - \rho(C_i - 1)W_j \dot{a}_j; \quad (3.173)$$

$$\varphi_j = \text{arctg} \left(\frac{C_v S_j v_{x,j}}{2C_i W_j \omega} \right); \quad 0 \leq \varphi_j \leq \left(\frac{\pi}{2} \right).$$

Приближенное значение $\bar{v}_{x,j}$ для регулярных волн малой амплитуды можно определить по минимальному значению в смысле наименьших квадратов разности $|v_{x,j}|v_{x,j} - (\bar{v}_{x,j}v_{x,j})$, т.е. при минимуме интеграла

$$J = \int_0^{2\pi} (|v_{x,j}|v_{x,j} - \bar{v}_{x,j}v_{x,j})^2 d(\omega t).$$

В результате, используя выражение (3.172) для определения $\bar{v}_{x,j}$, будем иметь

$$\bar{v}_{x,t} = \frac{4\omega h}{3\pi} \frac{\text{ch}(kz_j)}{\text{sh}(kH)}. \quad (3.174)$$

Помимо волновых нагрузок в каждом узле действуют инерционные силы и силы сопротивления, связанные с внутренним трением в элементах системы, т.е.

$$F_j^\Sigma = F_j - m_j \dot{a} - C_j \dot{v}. \quad (3.175)$$

Результирующие силы для узлов можно связать с горизонтальными перемещениями с помощью методов строительной механики в виде

$$F_j^\Sigma = k_j x_j, \quad (3.176)$$

где k_j – жесткость элемента сооружения; x_j – смещение элемента сооружения под воздействием волновой нагрузки.

Современные сооружения состоят из множества элементов, соединенных вместе таким образом, чтобы обеспечить достаточную сопротивляемость конструкции внешним нагрузкам. В связи с этим необходимо точно знать, как реагирует на приложенные к ним нагрузки вся система элементов в целом. Наиболее целесообразно для расчета сложных или многоэлементных сооружений привлекать матричный метод их расчета. С этой целью для определения реакции на волновое воздействие не одного элемента, а всего сооружения в целом зависимость (3.176) представляется в матричном виде

$$\{F^{\Sigma}\} = \{X\}[K], \quad (3.177)$$

где $[K]$ – матрица жесткости системы (сооружения), связывающая горизонтальные силы и перемещения сооружения. Метод расчета сложных сооружений с помощью матриц позволяет широко использовать ЭВМ. Подробно матричный метод расчета сооружений изложен, например, в работе [11].

Инженерные расчеты сопротивляемости морских сооружений воздействию случайных ветровых волн основаны на определении по статистическим характеристикам волн расчетного шторма соответствующих статистических характеристик волновых нагрузок и реакции сооружения, а также на определении расчетных максимальных нагрузок и реакции заданной обеспеченности (в %).

В большинстве нормативных документах, используемых в практике гидротехнического строительства морских сквозных сооружений, излагаются методы расчетов, основанные на детерминистических представлениях о воздействии регулярных волн с параметрами заданной обеспеченности на жесткие конструкции. Однако воздействие нерегулярного волнения, являющегося случайным процессом, на гибкие сквозные сооружения оказывает существенное влияние на усилия в их элементах. При детерминистическом подходе невозможно объективно оценить динамические эффекты, возникающие при воздействии на сооружение нерегулярных волн, обеспеченность динамической реакции сооружения и получить достоверные данные об усилиях в нем и его перемещениях, что необходимо для расчета устойчивости конструкций, их надежности и прочности. По этой причине развитие

теории расчета морских сооружений связано с необходимостью внедрения в практику расчетов вероятностных методов и методов статистической динамики, рассматривающей реакции динамических систем при случайных воздействиях.

Все аналитические вероятностные методы базируются на общей схеме решения [39]. Податливое сквозное сооружение рассматривается как линейная динамическая система, на вход которой подаются случайные волновые нагрузки, характеризуемые некоторым частотным спектром. Последний определяется через частотный спектр волновых колебаний на поверхности и обязательно сопровождается линеаризацией скоростной составляющей. На выходе системы рассматриваются ее случайные реакции (перемещения, усилия), спектры которых определяются перемножением частотного спектра волновых нагрузок на квадрат амплитудно-частотной характеристики соответствующих реакций. Дисперсия реакций D_R определяется интегрированием их спектральных плотностей по частоте. Затем рассчитывается стандарт реакции $\sigma_R = \sqrt{D_R}$.

Для вычисления расчетных амплитудных значений динамических реакций через их стандарты необходимо знать функции распределения (обеспеченности) этих реакций, которые в общем случае отличаются от нормального закона распределения. Строгие аналитические методы расчета функций обеспеченности даже случайных квазистатических равнодействующих нагрузок от нерегулярных волн конечной высоты на отдельно стоящие жесткие опоры, а тем более функций обеспеченности динамических реакций податливых сквозных сооружений практически отсутствуют. Для определения таких функций используются либо упрощенные решения, либо экспериментальные данные, например зависимость функций обеспеченности динамических реакций податливых сквозных сооружений при воздействии нерегулярных волн от параметра $\tau_c / \bar{\tau}$.

В отличие от аналитических, численные методы динамических расчетов базируются на непосредственном пошаговом интегрировании дифференциального уравнения колебаний конструкции под воздействием изменяющихся во времени волновых

нагрузок, что не требует выполнения линеаризации последних. В результате расчетов получают реализацию динамических реакций как функцию времени, т.е. численные методы в этом случае могут рассматриваться как методы математического моделирования физического процесса колебаний конструкции при воздействии случайных или детерминированных волн [39].

Установившийся ветровой режим и сформировавшееся при этом ветровое волнение является случайным процессом, обладающим эргодичностью и стационарностью. Важным следствием этого является возможность вычисления случайной функции по одной достаточно продолжительной реализации (100–200 колебаний). Естественно предположить (и это подтверждается практикой), что реализация процессов, являющихся производными от морского волнения (нагрузки на сооружения, их реакция), также будут обладать этими же свойствами.

Метод динамического расчета гибких глубоководных сквозных сооружений под воздействием нерегулярного ветрового волнения применим к различным типам конструкций (стационарные буровые основания, самоподъемные плавучие установки) при достаточно широком диапазоне изменения гибкости сооружения (по крайней мере, при изменении $\tau_c/\bar{\tau}$ в пределах от 0.4 до 2.0). В качестве исходных данных при расчете сооружений и их реакции служат глубина места, средние параметры штормовых волн (\bar{h} , $\bar{\tau}$ и их дисперсии), энергетический спектр волн или функция спектральной плотности. При этом принимаются следующие основные допущения:

- предполагается, что волны двумерные (плоские), волновой процесс стационарный, эргодический с нулевым средним значением и нормальным распределением ординат;

- сооружение рассматривается как П-образная рамная система с конечным числом степеней свободы; для этой цели массы m_j опор сооружения сосредоточиваются в характерных точках j (обычно в узлах соединения элементов сооружения) и, кроме того, известна жесткость системы ($K = EJ$);

- горизонтальные случайные волновые нагрузки сосредоточиваются в характерных точках и прикладываются к массам m_j ;

– в общем случае удельная волновая нагрузка рассматривается как сумма инерционной и скоростной составляющих;

– учитывается только первая (основная) форма колебаний сооружения и соответственно основной период собственных колебаний.

В результате выражение для сосредоточенной волновой нагрузки запишется в виде

$$Q_x(z_j, t) = q_x(z_j, t) \Delta z_j, \quad (3.178)$$

где Δz_j – участок сбора нагрузок и масс; $q_x(z_j, t)$ – удельная горизонтальная случайная волновая нагрузка на глубине z_j .

Решение задачи динамического расчета морских сооружений связано с расчетом спектра $S_R(\omega)$ случайной реакции сооружения $R(\tau)$ по известному спектру волнения $S_\eta(\omega)$. В этом случае расчет выполняется в два этапа. На первом этапе находятся функции спектральной плотности волновых нагрузок на сооружение, на втором – определяется спектр динамической реакции податливого сооружения на воздействие волновой нагрузки. В обоих случаях используются представления о преобразовании случайных процессов линейными динамическими системами с определенными амплитудно-частотными характеристиками, как отношениями амплитуд выходного и входного сигналов, если входной сигнал является гармоническим. Определение функции спектральной плотности волновых нагрузок, сосредоточенных в различных точках опоры, основано на линейной спектральной теории волн, применимой к случайным процессам, линейно зависящим от амплитуд случайных волновых колебаний.

Согласно линейной спектральной теории волн, колебательный процесс рассматривается как стационарный эргодический с нулевым средним значением и гауссовым распределением ординат. В частности, для расчета спектра волновой нагрузки $S_Q(\omega)$ через спектр волновых колебаний $S_\eta(\omega)$ используется выражение, связывающее стационарные случайные функции на входе $S_x(\omega)$ и выходе $S_y(\omega)$ линейной динамической системы:

$$S_y(\omega) = |\Phi_y(i\omega)|^2 S_x(\omega), \quad (3.179)$$

где комплексная функция $\Phi_y(i\omega)$ – передаточная функция динамической системы, а ее модуль $|\Phi_y(i\omega)|$ – амплитудно-частотная характеристика системы, которая имеет четкий физический смысл и представляет собой отношение амплитуд выходного $y_0(\omega)$ и входного $x_0(\omega)$ процессов при условии, что на линейную динамическую систему на входе действует простое гармоническое колебание с частотой ω :

$$|\Phi_y(i\omega)| = \frac{y_0(\omega)}{x_0(\omega)}. \quad (3.180)$$

Аналогично с помощью линейной динамической системы определяется спектр динамической реакции сооружения. В этом случае на вход системы подается волновая нагрузка, характеризующаяся спектром $S_{Q,x}(\omega)$, а на выходе получают реакцию системы (усилия, напряжения, перемещения).

Для инженерных приложений при расчетах сквозных податливых сооружений рекомендуются следующие четыре вида спектров [39]:

– одномерная функция спектральной плотности волновых колебаний по Ю. М. Крылову

$$S_\eta(\omega) = 0.0795 \bar{h} \bar{\tau} \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-7} \exp \left[-0.785 \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-4} \right], \quad (3.181)$$

где \bar{h} , $\bar{\tau}$ и $\bar{\omega}$ – соответственно средняя высота волн (м), период (с) и частота (с⁻¹);

– спектр по В. Х. Глуховскому, вычисляемый по формуле

$$S_\eta(\omega) = \alpha \omega^{-6} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-2} \right], \quad (3.182)$$

где $\alpha = m_0 \bar{\omega}^5 (6 / \sqrt{2\pi/3})$; $m_0 = \sigma_\eta^2 / \bar{h}^2 / 2\pi$ – дисперсия волновых колебаний;

– спектр И. Н. Давидана в виде

$$S_{\eta}(\omega) = 6.5m_0\omega_{\max}^{5.5}\omega^{-6.5} \exp\left[-11.8\left(\frac{\omega}{\omega_{\max}}\right)^{-5.5}\right], \quad (3.183)$$

где $\omega_{\max} = 0.77\bar{\omega}$ – частота максимума спектра;

– спектр В. Пирсона – Л. Московица в форме

$$S_{\eta}(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\beta\left(\frac{g}{\omega W}\right)^4\right], \quad (3.184)$$

где $\alpha = 4\pi^3(H_s/g\bar{\tau}^2)^2$; $\beta = 16\pi^3(W/g\bar{\tau})^4$; $H_s = 1.6\bar{h}$ – значительная высота волн (м); W – расчетная скорость ветра.

В нормативных документах для инженерных приложений приводятся методы расчета основных параметров ветровых волн: средней высоты \bar{h} и среднего периода $\bar{\tau}$ – на воздействие нерегулярных волн, поэтому выражения для спектров (3.182)–(3.184) приведены к обобщенному виду спектра, аналогичному спектру Ю. М. Крылова, где коэффициенты выражены через \bar{h} и $\bar{\tau}$ [39]. В результате после некоторых преобразований для всех четырех спектров получена обобщенная форма спектра в виде

$$S_{\eta}(\omega) = A\bar{h}^2\bar{\tau}\left(\frac{\omega}{\bar{\omega}}\right)^{-\nu} \exp\left[-B\left(\frac{\omega}{\bar{\omega}}\right)^{-q}\right], \quad (3.185)$$

где значения безразмерных коэффициентов A , B , q и ν приведены в табл. 3.25 [22].

Таблица 3.25. Значения коэффициентов обобщенного спектра

Автор спектра	Коэффициенты			
	A	B	q	ν
Ю.М. Крылов	0.0795	0.785	7	4
Б.Х. Глуховский	0.105	1.5	6	2
В. Пирсон–Л. Московиц	0.0323	0.318	5	4
И.Н. Давидан	0.039	0.28	5.5	5.5

Колебания частиц $\eta(z)$, горизонтальные составляющие скорости $v(z)$ и ускорения $a(z)$ на горизонте $z > 0$ также будут ста-

ционарными эргодическими случайными функциями, спектральные плотности которых выражаются через их значения на поверхности по формулам:

$$S_{\eta}(\omega, z) = S_{\eta}(\omega, 0) \exp(-2\omega^2 z / g), \quad (3.186)$$

$$S_v(\omega, z) = \omega^2 S_{\eta}(\omega, z) = \omega^2 S_{\eta}(\omega, 0) \exp(-2\omega^2 z / g), \quad (3.187)$$

$$S_a(\omega, z) = \omega^4 S_{\eta}(\omega, z) = \omega^4 S_{\eta}(\omega, 0) \exp(-2\omega^2 z / g). \quad (3.188)$$

Стандарты (средние квадратические отклонения) $\eta(z)$, $v(z)$ и $a(z)$ определяются по дисперсии после интегрирования спектров (3.186) – (3.188) по частоте от 0 до ∞ . Изменение стандартов по глубине может быть представлено в виде

$$\sigma_{\eta}(r) = \sigma_{\eta}(0) k_{\eta}(r),$$

$$\sigma_v(r) = \sigma_{\eta}(0) \bar{\omega} k_v(r), \quad (3.189)$$

$$\sigma_a(r) = \sigma_{\eta}(0) \bar{\omega}^2 k_a(r),$$

где $\sigma_{\eta}(0) = h / \sqrt{2\pi}$ – стандарт колебаний уровня на поверхности; $\bar{\omega}$ – средняя частота волн; $r = (\bar{\omega}^2 x / g)$ – безразмерный параметр глубины; $k_{\eta}(r)$, $k_v(r)$ и $k_a(r)$ – параметры затухания стандартов, определяемые численным интегрированием или по графикам (рис. 3.37). При этом начало координат находится на поверхности, ось z направлена вертикально вниз.

3.5.3. Определение спектральной плотности сосредоточенной волновой нагрузки

Спектральные плотности волновых нагрузок определяются на основе представления линейной спектральной теории волн, которая применима к случайным процессам, линейно зависящим от амплитуд случайных волновых колебаний.

Волновые нагрузки определяются в сечениях опор на различных горизонтах. Горизонтальные удельные случайные нагруз-

3.5.3. Определение спектральной плотности сосредоточенной волновой нагрузки

ки выражаются в виде суммы скоростной и инерционной составляющих. Поскольку двумерное случайное волнение рассматривается как суперпозиция гармонических составляющих, полная вол-

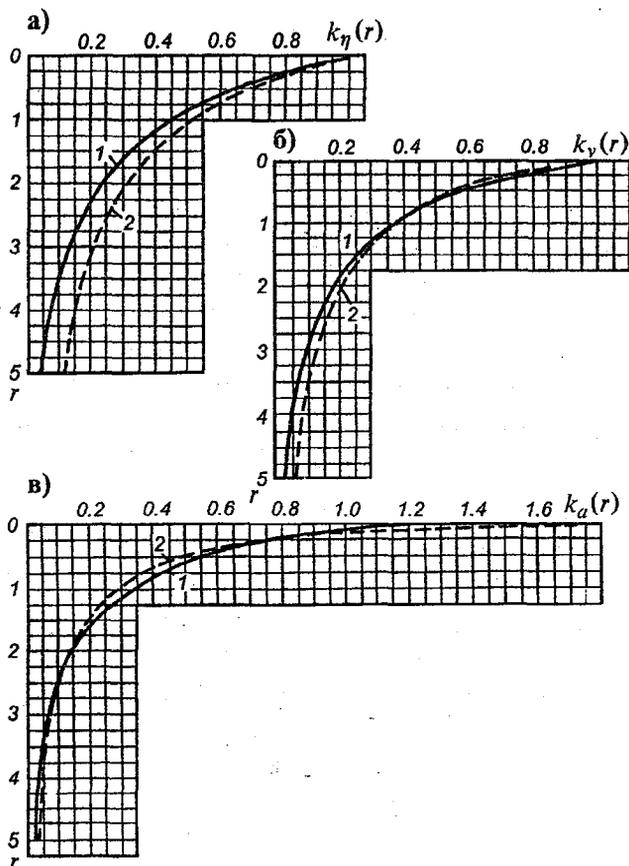


Рис. 3.37. Графики коэффициентов затухания по глубине стандартов колебаний (а), горизонтальных скоростей (б) и ускорений (в) частиц на глубокой воде [39].

1 – по спектру Ю. М. Крылова; 2 – Б. Х. Глуховского.

новая нагрузка может быть представлена как сумма скоростного и инерционного компонентов, что подтверждается экспериментами с регулярными волнами. В результате полная удельная волновая

нагрузка на цилиндрический элемент конструкции на горизонте z определяется выражением

$$q(z, t) = q_v(z, t) + q_i(z, t), \quad (3.190)$$

где

$$q_v(z, t) = d v(z, t) |v(z, t)|,$$

$$q_a(z, t) = b a(z, t),$$

$$d = 0.5 \rho C_v D, \quad b = 0.25 \rho \pi D^2 C_i.$$

Здесь $v(z, t)$, $a(z, t)$ – горизонтальные составляющие соответственно волновых скоростей и ускорений. В этом случае опора рассматривается как жесткая конструкция, т.е. ее перемещением относительно волны пренебрегается. Коэффициент C_v для круглоцилиндрических сечений обычно принимается равным 0.7 (в лабораторных условиях 1.2), для прямоугольных, уголковых, тавровых сечений и швеллеров $C_v = 1.4$. Для круглоцилиндрических колонн коэффициент C_i принимается равным 2.0.

Если рассматриваются сосредоточенные волновые нагрузки, приложенные в некоторых характерных точках опор, которые предварительно разбиваются по высоте на участки длиной Δz_j (за характерные точки принимаются центры участков или узлы решетчатых конструкций), то для случайной сосредоточенной на участке Δz_j нагрузки, приложенной к узлу (точке) j на горизонте z_j , получим

$$Q(z_j, t) = Q_v(z_j, t) + Q_i(z_j, t), \quad (3.191)$$

где

$$Q_v(z_j, t) = \bar{d}_j v(z_j, t) |v(z_j, t)|,$$

$$Q_a(z_j, t) = \bar{b}_j a(z_j, t);$$

\bar{d} и \bar{b} для сплошных круглоцилиндрических опор

$$\bar{d} = d \Delta z_j, \quad \bar{b} = b \Delta z_j; \quad (3.192)$$

для решетчатых опор из цилиндрических стержней

$$\bar{d}_j = 0.25\rho \sum_{k=1}^m C_{v,k} l_k D_k \cos(\alpha_k), \quad (3.193)$$

$$\bar{b}_j = 0.5\rho \sum_{k=1}^m C_{i,k} l_k \frac{\pi D_k^2}{4};$$

D_k и l_k – соответственно диаметр и длина k -го стержня, относящегося к узлу j ; α_k – угол наклона k -го стержня, примыкающего к узлу j , к плоскости, перпендикулярной лучу волны; m – число стержней, сходящихся в узле j ; $C_{v,k}$ и $C_{i,k}$ – соответственно коэффициенты скоростного и инерционного сопротивлений для k -го стержня.

Функции распределения случайных удельных волновых нагрузок на жесткие опоры в общем случае отличаются от нормального закона распределения. Исключением является вариант, при котором преобладает инерционная составляющая нагрузки, линейно зависящая от ускорений и тем самым от амплитуды волн. Скоростная же составляющая нагрузки является нелинейной функцией скорости, так как зависит от их произведения, и, следовательно, не является гармонической функцией. Применение аппарата спектральной теории в данном случае возможно только после линеаризации скоростной составляющей волновой нагрузки. Это приводит к существенным математическим трудностям при определении спектральной плотности волновой нагрузки. Для преодоления этого можно использовать метод статистической линеаризации, который основывается на замене нелинейной случайной функции в области ее математического ожидания случайной функцией kv , отвечающей некоторым критериям наилучшего приближения. Если в качестве критерия наилучшего приближения функции kv к $v|v|$ принять критерий минимума среднего квадратического отклонения $[v|v| - kv]^2 = \min$, то коэффициент k определится выражением

$$k \cong \sqrt{3}\sigma_v, \quad (3.194)$$

а линеаризованное уравнение для функции скоростной составляющей сосредоточенной волновой нагрузки будет иметь вид

$$Q_v(z_j, t) = \sqrt{3\bar{d}_j} \sigma_v(z_j) v(z_j, t). \quad (3.195)$$

Окончательно уравнение (3.191) для линеаризованной функции сосредоточенной волновой нагрузки запишется в виде

$$Q(z_j, t) = \sqrt{3\bar{d}_j} \sigma_v(z_j) v(z_j, t) + 0.25 \rho \pi D^2 C_i \Delta z_j a(z_j, t). \quad (3.196)$$

Переход к определению спектральных плотностей волновых нагрузок в различных точках опоры осложнен тем, что данных экспериментальных исследований взаимной корреляции случайных удельных волновых нагрузок, действующих на разных расстояниях от спокойной поверхности, либо нет, либо их недостаточно. Современные методы расчета предлагают несколько способов определения спектральных плотностей волновых нагрузок.

Один из них основывается на предположении, что корреляционная связь между удельными волновыми нагрузками по глубине отсутствует, т.е. процесс является дельта-коррелированным. В этом случае следует рассматривать лишь автоспектральные плотности удельных волновых нагрузок в различных точках z_j по глубине. Согласно теории случайных процессов, автоспектральная плотность линеаризованной полной сосредоточенной волновой нагрузки, выраженной формулой (3.196) через спектральные плотности ее составляющих, будет иметь вид:

$$\begin{aligned} S_{Q,j}(\omega, z_j) &= S_{Q,v}(\omega, z_j) + S_{Q,i}(\omega, z_j) = \\ &= \left[\sqrt{3\bar{d}_j} \sigma_v(z_j) \right]^2 S_v(\omega, z_j) + \bar{b}_j^2 S_a(\omega, z_j) = \\ &= \left[3\bar{d}_j^2 \sigma_v^2(z_j) + \bar{b}_j^2 \omega^2 \right] \omega^2 S_\eta(\omega, 0) \exp(-2\omega^2 z_j / g) \end{aligned} \quad (3.197)$$

Второй способ основывается на предположении о существовании корреляционных связей между волновыми воздействиями на различных горизонтах. Для определения взаимной спектральной плотности в этом случае учитывается следующее:

3.5.3. Определение спектральной плотности сосредоточенной волновой нагрузки

- взаимная спектральная плотность сосредоточенных нагрузок при сближении точек их приложения стремится к соответствующей автоспектральной плотности;
- взаимная спектральная плотность должна учитывать определенные геометрические характеристики участков опор, с которых собираются нагрузки в двух рассматриваемых уровнях;
- корреляционная связь должна уменьшаться по мере увеличения расстояния между рассматриваемыми уровнями (z_j и z_s).

В результате в степени экспоненты вместо $2z_j$ должен быть показатель степени $(z_j + z_s)$. Кроме того, взаимная спектральная плотность сосредоточенной волновой нагрузки должна содержать множитель $\exp[-(|z_j - z_s|\omega^2)/g]$, который характеризует уменьшение корреляционной связи с возрастанием величины $|z_j - z_s|$. Таким образом, выражение для взаимной спектральной плотности сосредоточенных волновых нагрузок, приложенных в точках j и s , в этом случае будет иметь вид

$$\begin{aligned}
 S_{(Q, j)(Q, s)}(\omega, z_j, z_s) = & \\
 = [3\bar{d}_j\bar{d}_s\sigma_v(z_j)\sigma_v(z_s) + \bar{b}_j\bar{b}_s\omega^2] \times & \\
 \times \omega^2 S_\eta(\omega, 0) \exp[-(z_j + z_s)\omega^2/g] \exp[-|z_j - z_s|\omega^2/g]. & \quad (3.198)
 \end{aligned}$$

В третьем варианте оценки действующей волновой нагрузки предполагается распределение удельного давления с глубиной по заданному закону. В качестве такого может быть принят закон изменения стандартов удельного давления

$$\sigma_q(z) = \frac{\bar{\omega}\bar{h}}{\sqrt{2\pi}} \sqrt{3\bar{d}^2 k_v^2(r) + \bar{b}^2 \bar{\omega}^2 k_a^2(r)}. \quad (3.199)$$

Сила в точке z_j в этом случае определяется по формуле

$$Q(z_j, t) = \sigma_q(z_j) f(t), \quad (3.200)$$

где $f(t)$ – случайная функция, спектральная плотность которой имеет вид

$$S_f(\omega) = \frac{3\bar{d}_t^2 \sigma_v^2(z_t) + \bar{b}_t^2 \omega^2}{\sigma_q(z_t)} \omega^2 S_\eta(\omega, 0) \exp(-2\omega^2 z_t / g), \quad (3.201)$$

где z_t – расстояние от поверхности до ближайшей подповерхностной массы (сосредоточенной в узле).

Спектральная плотность любой силы теперь может быть определена как

$$S_Q(z, t) = \sigma_q(z) \frac{3\bar{d}_t^2 \sigma_v^2(z_t) + \bar{b}_t^2 \omega^2}{\sigma_q(z_t)} \omega^2 S_\eta(\omega, 0) \exp(-2\omega^2 z_t / g). \quad (3.202)$$

Для иллюстрации изложенного рассмотрим задачу для опоры с одной степенью свободы, т.е. с одной сосредоточенной массой m_j , которая расположена на горизонте z_j и на которую действует случайная сосредоточенная волновая нагрузка $Q_{x,j}$. Для этого используем представление о преобразовании случайных процессов с помощью линейных динамических систем. При этом будем считать, что опоры представляют собой сплошные цилиндры значительного диаметра и в общей волновой нагрузке преобладает инерционная составляющая.

При решении задачи в такой постановке сигнал на входе системы будем иметь в виде

$$x(t) = \xi(t) = \frac{h}{2} \cos(\omega t),$$

а его амплитуда

$$x_0(\omega) = \frac{h}{2}.$$

Сигнал на выходе – сосредоточенная инерционная гармоническая нагрузка на глубине z_j – будет представлен следующим образом:

$$y(t) = q_{x,j}(z_j, t) \Delta z = 0.25 \rho \pi C_i D^2 \Delta z \frac{h}{2} \omega^2 \exp(-\omega^2 z_j / g) \sin(\omega t),$$

а амплитуда сигнала на выходе

$$y_0(\omega) = 0.25\rho\pi C_i D^2 \Delta z \frac{h}{2} \omega^2 \exp(-\omega^2 z_j / g) = M \frac{h}{2} \omega^2 \exp(-\omega^2 z_j / g),$$

где $M = 0.25\rho\pi C_i D^2 \Delta z$.

Амплитудно-частотная характеристика рассматриваемой динамической системы "волна-нагрузка" в данном случае запишется в виде

$$A_{Y(\omega)} = A_{Q_{x,i}} = \frac{y_0(\omega)}{x_0(\omega)} = M\omega^2 \exp(-\omega^2 z_j / g).$$

Спектр на выходе, т.е. спектр сосредоточенной инерционной нагрузки на горизонте z_j , таким образом, будет равен

$$S_{Q_{x,i}}(z_j, \omega) = S_{\eta}(\omega) A^2_{Q_{x,i}}(\omega) = S_{\eta}(\omega) M^2 \omega^4 \exp(-2\omega^2 z_j / g).$$

Дисперсия нагрузки на горизонте z_j определится из выражения

$$D_{Q_{x,i}}(z_j) = \int_0^{\infty} S_{Q_{x,i}}(z_j, \omega) d\omega.$$

Таким образом, спектр и, следовательно, дисперсия сосредоточенной волновой нагрузки на любом горизонте z_j зависят от параметра $0.25\rho\pi C_i D^2 \Delta z$ и вида функции спектра волновых колебаний на поверхности моря.

3.5.4. Определение статистических характеристик реакции сооружения на волновые нагрузки

На втором этапе динамического расчета глубоководных гибких сквозных сооружений по статистическим характеристикам волн расчетного шторма и рассчитанным волновым нагрузкам определяются соответствующие статистические характеристики реакции сооружения (внутренние усилия, деформации, напряже-

ния) и их максимальные значения заданной обеспеченности (в %). При этом сооружения рассматриваются как консольные стержни или плоские рамные конструкции с конечным числом n степеней свободы, что достигается сосредоточением масс системы в характерных точках (узлах) опор. Жесткость EJ_j системы при этом обычно известна.

Для расчета максимальных реакций сооружения заданной обеспеченности, нормативные значения (i %) которого выбираются в зависимости от класса сооружения или требований обеспечения их надежности, необходимо выполнить следующее:

– определить среднее квадратическое отклонение реакции сооружения σ_R ;

– найти безразмерные функции обеспеченности ординат реакции $n_R = (R / \sigma_R) = f(P\%)$ и их амплитуд $n_A = (A_R / \sigma_R) = f(P\%)$;

– по заданной расчетной обеспеченности $n_{R,i}$ и $n_{A,i}$ определить расчетные максимальные значения ординат и их амплитуд:

$$R_{i\%} = n_{R,i} \sigma_R, \quad A_{R,i\%} = n_{A,i} \sigma_R. \quad (3.203)$$

Среднее квадратическое отклонение реакции сооружения σ_R определяется через спектр реакции $S_R(\omega)$ путем интегрирования его по области действительных частот от 0 до ∞ и последующего определения дисперсии реакции D_R . Для расчета спектра динамической реакции гибкого сквозного сооружения при воздействии на него нерегулярных волн рассматривается линейная динамическая система, на вход которой подаются случайные воздействия – волновые нагрузки, характеризующиеся некоторым частотным спектром. На выходе системы рассматриваются ее случайные реакции (усилия, напряжения, перемещения), спектры которых определяются умножением частотного спектра волновых нагрузок на квадрат амплитудно-частотных характеристик соответствующих реакций. В случае гармонической нагрузки амплитудно-частотная характеристика динамической системы “нагрузка–реакция сооружения” выражается как отношение амплитуд реакции и нагрузки.

Для системы с одной степенью свободы выражение для амплитудно-частотной характеристики при линеаризованной полной волновой нагрузке имеет вид

$$A_R(\omega) = \frac{x_{0R}(\omega)}{y_{0Q,x}(\omega)} = \frac{1}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\beta\omega)^2}}, \quad (3.204)$$

тогда спектр реакции будет равен

$$S_R(\omega) = A_R^2(\omega)S_{Q,x}(\omega), \quad (3.205)$$

а выражение для дисперсии реакции D_R будет иметь вид

$$D_R = \int_0^{\infty} S_R(\omega) d\omega = \int_0^{\infty} A_R^2(\omega) S_{Q,x}(\omega) d\omega. \quad (3.206)$$

Как показывают результаты натурных исследований [39], основные типы морских сооружений характеризуются малым затуханием при их колебании. Такие гибкие гидротехнические сооружения можно рассматривать как динамические системы, которые характеризуются узкой полосой пропускания (узкополосные фильтры), а процессы на выходе системы (деформации, усилия) – как узкополосные случайные с несущей частотой, равной частоте собственных колебаний сооружения. Спектр волновой нагрузки на входе системы представляется в данном случае как спектр “белого шума” с постоянной ординатой, равной ординате спектра волновой нагрузки на частоте собственных колебаний системы. В результате функция $A_R^2(\omega)$ обладает свойством узкополосности в области собственной частоты колебания сооружения ω_0 , что позволяет спектр нагрузки на входе $S_{Q,x}(\omega)$ приближенно рассматривать как спектр “белого шума” с постоянными ординатами, равными $S_{Q,x}(\omega_0)$ (рис. 3.38).

Выражение для дисперсии реакции в таком случае можно представить в виде

$$D_R = S_{Q,x}(\omega_0) \int_0^{\infty} A_R^2(\omega) d\omega = \frac{\pi^2}{2} \frac{S_{Q,x}(\omega_0)}{m^2 \nu \omega_0^3}, \quad (3.207)$$

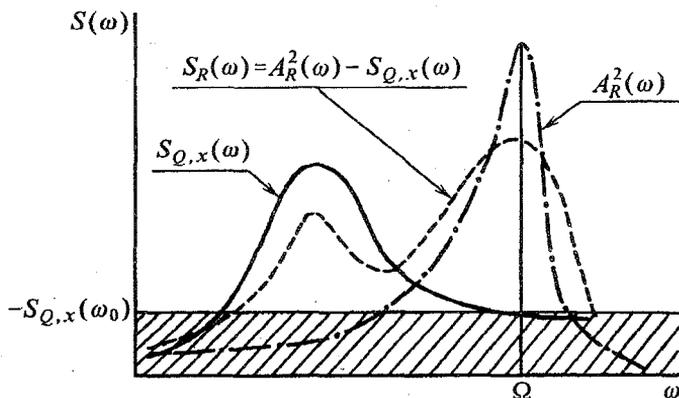


Рис. 3.38. Схема учета узкополосности передаточной функции системы.

где ϑ – логарифмический декремент колебаний (величина, обратная числу колебаний, по истечению которых амплитуда колебаний убывает в e раз), который характеризует сопротивление среды и материала конструкции при колебаниях и используется для характеристики быстроты их затухания. Логарифмический декремент колебаний $\vartheta = \ln \Delta = \beta(2\pi / \omega_1)$ может быть определен только экспериментально при рассмотрении амплитуды отношения Δ двух соседних колебаний одного знака, т.е. декремент затухания может быть представлен как $\Delta = \exp[\beta(2\pi / \omega_1)]$ (ω_1 – угловая частота затухания колебаний; β / ω_1 – коэффициент затухания).

При численных расчетах затухание в системе принимается постоянным, не зависящим от амплитуды и скорости колебаний, и учитывается введением в расчеты логарифмического декремента колебаний ϑ , который при отсутствии точных данных для морских сооружений сквозной конструкции допускается принимать равным 0.314.

Между коэффициентом сопротивления S сооружения и логарифмическим декрементом колебаний ϑ существует зависимость

$$S = 2m \frac{\vartheta}{\tau_c},$$

где τ_c – период собственных колебаний сооружения.

Частота собственных колебаний системы с одной степенью свободы равна

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{I}{m\Delta_1}},$$

а прогиб конца консоли Δ_1 длиной l от силы $F = I$ равен

$$\Delta_1 = \frac{l^3}{3EJ}.$$

Отсюда следует, что

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{3EJ}{ml^3}} \quad \text{и} \quad \tau_c = 2\pi\sqrt{\frac{ml^3}{3EJ}}. \quad (3.208)$$

Следовательно, период собственных колебаний системы с одной степенью свободы зависит от массы сооружения m его высоты (длины консоли) l и жесткости EJ .

Выражения (3.208) применимы для определения частоты и периода собственных колебаний системы с одной степенью свободы с различной статической расчетной схемой (консоль, рама и т.д.). При этом для каждой схемы сооружения определяется свое значение Δ_1 .

Для системы с конечным числом степеней свободы n (большим единицы) и при учете нелинеаризованной скоростной составляющей нагрузки вид дисперсии усложняется. Однако общий подход к решению задачи сохраняется.

Лабораторные исследования динамических реакций вертикальных стержней при действии на них нерегулярных волн подтвердили применимость метода динамического расчета для сооружений типа самоподъемных буровых установок при $\tau_c / \bar{\tau} \geq 0.5$.

3.5.5. Определение функции обеспеченности динамических реакций сооружения

Высоты ветровых волн, а следовательно скорости и ускорения частиц, полученные путем линейных преобразований, подчи-

няются нормальному закону распределения. Инерционные составляющие волновой нагрузки, рассчитанные умножением ускорения на постоянный коэффициент, также подчиняются нормальному закону распределения. Функция обеспеченности амплитудных значений инерционной волновой нагрузки описывается законом Релея, что достаточно хорошо подтверждается данными экспериментальных исследований. Закон распределения скоростной составляющей волновой нагрузки, а следовательно и общей волновой нагрузки, отличается от нормального [39].

Функции обеспеченности случайных динамических реакций гибких сооружений, как линейных систем при действии случайных волновых нагрузок, в общем случае не получены, поскольку зависят от соотношения составляющих волновых нагрузок, податливости сооружения (отношения $\tau_c/\bar{\tau}$) и вероятности $P_i\%$:

$$n_{R,i} = \frac{R_i}{\sigma_R} = f\left(\frac{Q_v}{Q_i}, \frac{\tau_c}{\bar{\tau}}, P_i\%\right). \quad (3.209)$$

При преобладающем значении инерционной составляющей нагрузки функция распределения не зависит от податливости сооружения и функции обеспеченности ординат реакции. Таким образом, выражение

$$n_{R,i} = \frac{R_i}{\sigma_R} = f(P_i\%) \quad (3.210)$$

соответствует нормальному закону распределения. Амплитуда реакции A_R в этом случае распределяется по закону Релея.

При возрастании роли нелинейной скоростной составляющей волновой нагрузки функция распределения реакции будет отличаться от нормального закона:

$$n_{R,i} = \frac{R_i}{\sigma_R} = f\left(\frac{\tau_c}{\bar{\tau}}, P_i\%\right). \quad (3.211)$$

На основе экспериментальных исследований установлено, что функция обеспеченности амплитуд реакции в этом случае имеет вид семейства кривых на рис 3.39. По мере увеличения податливости, т.е. при приближении $(\tau_c/\bar{\tau})$ к зоне резонанса, функция

обеспеченности нормализуется и при $(\tau_c / \bar{\tau}) > 0.85$ описывается нормальным законом распределения.

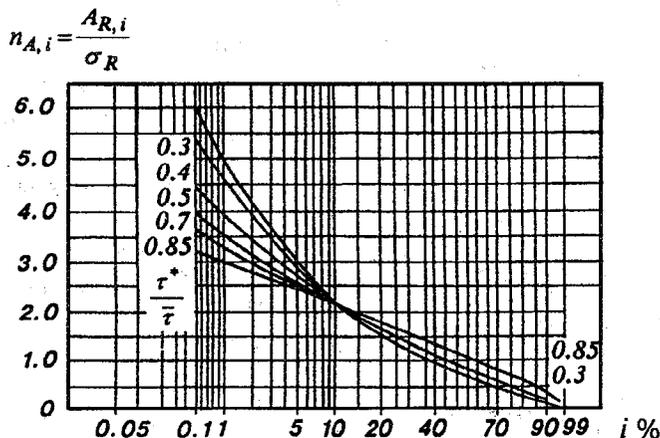


Рис. 3.39. Зависимость безразмерных функций обеспеченности амплитуд динамических реакций от податливости сооружения.

При динамических расчетах элементов гибких морских сооружений обычно предполагают, что закон распределения реакций (перемещений и усилий) является нормальным, независимо от соотношения скоростной и инерционной составляющих нагрузок. В результате расчетные значения амплитуд реакций сооружения заданной обеспеченности $i\%$ определяются по формуле

$$A_{R,i} = n_{A,i} \sigma_R, \quad (3.212)$$

где функция обеспеченности амплитуд реакций $n_{A,i}$ определяется с учетом расчетной обеспеченности, выбираемой в соответствии с требованиями обеспечения надежности сооружения определенного класса капитальности.

Динамическая реакция податливых сооружений зависит от многих факторов, но в общем случае при волновом воздействии регулярных волн и групп волн на одиночные и многостоечные конструкции степень статической и динамической реакций сооружения определяется следующим [39]:

– соотношением инерционной и скоростной составляющих волновой нагрузки, характеризуемым отношением $Q_{i, \max} / Q_{v, \max}$ или D / \bar{h} ;

- податливостью опоры, характеризуемой параметром $\tau_c / \bar{\tau}$;
- декрементом колебаний ϑ ;
- различными формами колебаний опоры;
- внешними частотами и формами колебаний;
- типом волн и числом волн в группе.

Анализ оценок влияния этих факторов, полученный при численном моделировании процессов взаимодействия волн с сооружениями, показывает, что:

– динамическое воздействие регулярных волн конечной высоты на цилиндрическую опору зависит от соотношения скоростной и инерционной составляющих волновой нагрузки, особенно в области резонанса $\tau_c / \bar{\tau} = 1.0$, причем с увеличением влияния инерционной составляющей коэффициент динамичности K_D увеличивается;

– при расчете одиночных опор, обладающих различными собственными частотами, на воздействие регулярных волн с фиксированной частотой наблюдается минимум динамических коэффициентов при частоте собственных колебаний конструкций, равной или кратной частоте волн ($\tau_c / \bar{\tau} = 1.0, 0.5, 0.33$), что объясняется негармоничностью нагрузки от волн конечной высоты;

– абсолютный максимум динамического коэффициента соответствует резонансному режиму;

– максимальные динамические перемещения x_{\max} одинаковы при учете только первой либо совместно первой и второй форм колебаний, т.е. учет высших форм не влияет на перемещения колонны;

– увеличение жесткости конструкций (уменьшение параметра $\tau_c / \bar{\tau}$) приводит к увеличению влияния второй формы колебаний на моменты и силы;

– увеличение массы опорной части не увеличивает влияние высших форм колебаний при воздействии регулярных волн;

– учет группового строения волн снижает коэффициент динамичности по сравнению со случаем действия регулярных волн, а с увеличением числа волн в группе значение коэффициента динамичности возрастает, приближаясь к значениям, характерным для регулярных волн;

– увеличение протяженности сооружения и числа стоек по лучу волны существенно снижает значение коэффициента динамичности;

– учет группового строения волн для многостоечной конструкции, так же как и для одиночной колонны, снижает значение коэффициента динамичности.

Изменение статистических и спектральных характеристик статических и динамических реакций податливых сооружений при воздействии нерегулярных волн конечной высоты зависит в общем случае от тех же факторов, что и при воздействии регулярных волн, но с учетом особенностей, присущих собственно нерегулярному волнению.

Так, например, вид частотного спектра волн в целом влияет на значение и форму статистических и спектральных характеристик нерегулярных волн и реакции опоры, однако степень этого влияния невелика, что позволяет рекомендовать для использования в инженерных приложениях спектр волн Ю. М. Крылова (3.181) тогда статистические характеристики реакции сооружений можно представить в виде сложной функции

$$R = f(D/\bar{h}, \tau_c/\bar{\tau}, N_c),$$

где N_c – число рядов стоек в плоском пакете.

Кроме того, для квазистатических реакций, которые не зависят от податливости конструкции сооружений, т.е. от параметра $\tau_c/\bar{\tau}$, увеличение скоростной составляющей волновой нагрузки (уменьшение параметра D/\bar{h}) вызывает существенное отклонение функции обеспеченности нагрузок от нормального закона (увеличение числа стандартов) в области малых значений обеспеченности амплитуд нагрузок ($P < 5\%$), а с увеличением числа стоек по лучу волны приводит к значительному снижению расчетных значений ординат функций обеспеченности и приближают их к

нормальному закону, что особенно заметно в случае преобладания скоростной составляющей волновой нагрузки.

Для динамических реакций податливых сооружений получено, что:

– условный коэффициент динамичности $K_{d,н} = \sigma_{x,д} / \sigma_{x,ст}$ ($\sigma_{x,д}$ и $\sigma_{x,ст}$ – соответственно стандарты динамического и квазистатического перемещения верха конструкции сооружения) увеличивается с увеличением податливости опор (с ростом параметра $\tau_c / \bar{\tau}$), причем в диапазоне $0.2 \leq (\tau_c / \bar{\tau}) \leq 0.4$ динамические реакции увеличиваются с увеличением влияния скоростной составляющей нагрузки (с уменьшением параметра D/\bar{h});

– для многостоечных конструкций влияние параметра D/\bar{h} на изменение коэффициента $K_{d,н}$ существенно уменьшается;

– увеличение числа стоек по лучу волны при фиксированных значениях D/\bar{h} и $L/\bar{\lambda}$ (L – расстояние между стойками пакета сооружения) значительно уменьшает значение коэффициента $K_{d,н}$, особенно в области $\tau_c / \bar{\tau} = 0.3 \div 0.5$, характерной для реальных глубоководных сооружений.

Таким образом, при динамическом расчете морских гибких сквозных сооружений не используется понятие коэффициента динамичности, а непосредственно рассчитывается динамическая реакция заданной обеспеченности. Для проведения такого расчета упругих сооружений необходимо знать их динамические свойства, в частности частоту и форму свободных колебаний. Как правило, при этом ограничиваются учетом только первой (основной) формы колебаний. Этот подход расчета вполне допустим, что подтверждается данными натурных наблюдений за воздействием штормовых волн на сооружения, подобные рассмотренным. Из натурных экспериментов получено, что такие сооружения колеблются с частотой, равной частоте первой формы собственных колебаний.

К настоящему времени разработаны методы по расчету и других динамических свойств упругих сооружений, которые решаются с помощью методов строительной механики, но в данном

случае они нами не рассматриваются. Более подробно вопросы статистического представления волн и волновых воздействий на гибкие сооружения и определения их реакции на волновые нагрузки при динамическом расчете сооружений излагаются, например, в [20, 21, 39].

3.6. Расчет нагрузок на плавучие сооружения

Применение стационарных портовых и оградительных сооружений целесообразно и по экономическим и по техническим причинам только на небольших глубинах. На акваториях со значительными глубинами в качестве оградительных сооружений и причалов, а также других гидротехнических конструкций, могут использоваться плавучие гидротехнические сооружения (плавучие причалы для танкеров большого водоизмещения, конструкции плавучих портов, плавучие заякоренные установки для обслуживания флота, плавучие доки, буровые платформы, взлетно-посадочные полосы на плавучих понтонах), а это в свою очередь приводит к необходимости выполнения исследований поведения этих сооружений на воде, совершенствование методов расчета воздействий на них внешней среды.

По сравнению с обычными стационарными конструкциями для плавучих сооружений характерны [23]:

- относительно небольшой рост стоимости с увеличением глубины в месте установки или строительства;
- весьма малая зависимость от геологических условий;
- небольшие сроки возведения;
- возможность временного использования у неосвоенных участков побережья для выполнения какой-либо деятельности.

Кроме того, необходимо помнить, что эксплуатируются плавучие заякоренные гидротехнические сооружения в сложных условиях под постоянным воздействием ветра и волнения (в зимних условиях и льда), в результате чего они постоянно находятся в движении, совершают сложные колебания, а в элементах сооружений возникают переменные усилия от действия крутящих моментов, поперечных сил и др.

В практике гидротехнического строительства в прибрежной части моря наиболее часто применяются плавучие волноломы, молы, а также оградительные сооружения более облегченных конструкций. Защита акватории от волнения в этом случае осуществляется путем:

- отражения волн с помощью коробчатого элемента, установленного на дне моря или плавучего волнолома с волногасящими камерами;

- разрушения волн встречным потоком, для чего используются плавучий волнолом, создающий поток воды работой винта, гидравлический или пневматический волноломы, расположенные на поверхности или на дне моря, плавучий волнолом с наклонной лицевой гранью;

- разрушение орбитального движения частиц воды с помощью сетей или решеток с откидными клапанами, понтонов, волнолома с горизонтальными волногасящими трубками, для чего может быть использован и стационарный сквозной волнолом;

- гашение волны путем создания колебаний системы с частотами, не совпадающими с частотами волн (в качестве таких колебательных систем используются резервуары, заполненные водой или воздухом, или жесткие понтоны с крестообразным поперечным сечением);

- воздействие на поверхностный слой воды с помощью плавучего волнолома в виде тонкой горизонтальной мембраны или поверхностной пленки повышенной вязкости.

Плавучие подвижные оградительные сооружения имеют определенные достоинства при их эксплуатации благодаря относительно невысокой стоимости, скорости их постановки и изменения местоположения при выборе оптимального варианта формы акватории, подлежащей защите от волнения. Сооружение плавучих молов и волноломов позволяет избежать таких последствий гидротехнического строительства, как заносимость прибрежных акваторий и размыв дна и берегов.

Коэффициент отражения волн от плавучих волноломов, удерживаемых тросами, якорями и т.п. и обладающих собственными периодами колебания, зависит от волновых частот. Их значения при периодах волн, близких к собственным периодам коле-

бания сооружений, превышают коэффициенты отражения от неподвижных молов.

Поскольку в условиях глубокой воды волновая энергия концентрируется вблизи поверхности, плавучее ограждающее сооружение, занимающее небольшую часть (например, около 20 %) водной толщи принимает на себя значительную долю кинетической энергии (~70 %).

При расчете подобных гидротехнических сооружений определяются поперечные и продольные составляющие силы от действия ветра, течений и волн на плавучие объекты. Для определения составляющих нагрузок от действия ветра F_x^w (продольная) и F_y^w (поперечная) (кН) на плавучие причалы с отшвартованными судами, в том числе и на отдельные суда, используются следующие формулы [32]:

$$F_x^w = 49.0 \cdot 10^{-5} S'_x W_x^2 \chi, \quad (3.213)$$

$$F_y^w = 73.6 \cdot 10^{-5} S'_y W_y^2 \chi,$$

а для плавучих доков:

$$F_x^w = 79.5 \cdot 10^{-5} S'_x W_x^2, \quad (3.214)$$

$$F_y^w = 79.5 \cdot 10^{-5} S'_y W_y^2,$$

где S'_x , S'_y – соответственно лобовая и боковая надводные площади парусности плавучих объектов, определяемые с учетом площадей экранирующих преград, расположенных с наветренной стороны, м²; W_x , W_y – соответственно продольная и поперечная составляющие скорости ветра обеспеченностью 2 % за навигационный период, м/с; χ – коэффициент, значение которого принимается по табл. 3.26.

Продольная F_x^u и поперечная F_y^u составляющие нагрузки (кН) от действия течений на плавучий объект определяются по формулам вида [32]

$$F_x^u = 0.59 S_x'' U_x^2, \quad (3.215)$$

$$F_y^u = 0.59 S_y'' U_y^2,$$

где S_x'' и S_y'' – соответственно лобовая и боковая подводные площади парусности плавучих объектов, м²; U_x и U_y – продольная и поперечная составляющие скорости течения обеспеченностью 2 % за навигационный период, м/с.

Таблица 3.26. Значения коэффициента χ

Наибольший горизонтальный размер поперечного или продольного силуэтов надводной части плавучего объекта, м	≤ 25	50	100	≥ 200
χ	1.00	0.80	0.65	0.50

Максимальные значения продольной и поперечной составляющих горизонтальных сил от воздействия волн на плавучий объект определяются по формулам [32]

$$F_x^y = k \gamma_1 \rho g h S_x'', \quad (3.216)$$

$$F_y^y = k \rho g h S_y'',$$

где F_x^y и F_y^y – амплитуды соответственно продольной и поперечной составляющих нагрузки, кН (период изменения волновой нагрузки принимается равным среднему периоду волн); k – коэффициент, принимаемый в пределах от 0.3 до 0.9 в зависимости от осадки плавучего объекта H_{oc} по графику (рис. 3.40) [32]; h – высота волн обеспеченностью 5%, м; γ_1 – коэффициент, принимаемый по

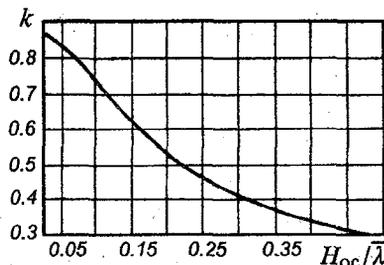


Рис. 3.40. График для определения коэффициента k .

табл. 3.27 с учетом наибольшего горизонтального размера a_x (м) продольного силуэта подводной части плавучего объекта.

Таблица 3.27. Значения коэффициента k

$a_x/\bar{\lambda}$	≤ 0.5	1	2	3	≥ 4
k	1.00	0.73	0.50	0.42	0.40

Расчет нагрузок на плавучие сооружения на портовых и других огражденных акваториях предусматривает определение элементов ветрового режима с учетом всех особенностей, характерных для прибрежной зоны. При этом следует учитывать, что волнение на огражденных акваториях может быть усилено за счет резонансных эффектов.

При расчете плавучих гидротехнических сооружений, особенно причальных конструкций, кроме непосредственного воздействия на сооружения ветра, волн, течения и льда рассматриваются закономерности формирования кинематических и динамических характеристик движения судов у плавучих объектов при волновых воздействиях. Это связано с обеспечением прочности сооружения и возможности безопасной стоянки и обработки отшвартованных судов. В отличие от свободно плавающего судна математическое описание и расчеты качки отшвартованного судна – довольно сложная задача, для решения которой используются различные приближения (линейная теория волн, синусоидальная волна, в некоторых случаях реальное судно заменяется эквивалентным по водоизмещению прямоугольным понтоном, значения гидродинамических коэффициентов определяются эмпирически и др.). В данном курсе не рассматриваются эти задачи, так как при решении многих из них требуется знание методов теории корабля. Обзор результатов исследований качки судна у причала, а также методы расчета воздействия отшвартованного судна на причальные сооружения можно найти, например, в работе [21], в которой рассматриваются решения этих задач в различных постановках.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Алейников С. М., Хейсин Д. Е., Шмелева Л. А.* Воздействие льда на гидротехнические сооружения//Механика и физика льда. Прочность и вязко-упруго-пластичность. — М.: Наука, 1983. С. 5-13.
2. *Бернштейн Л.Б.* Использование прибрежной зоны океана//Гидротехническое строительство 1990. — № 1. — С. 552-555.
3. *Бернштейн Л. Б. и др.* Приливные электростанции/Под ред. Л. Б. Бернштейна. — М.: Энергоатомиздат, 1987. — 296 с.
4. *Богородский В. В., Гаврило В. П.* Лед: Физические свойства. Современные методы гляциологии. — Л.: Гидрометеиздат, 1980. — 383 с.
5. *Божич П. К., Джунковский Н. Н.* Морское волнение и его действие на сооружения и берега. — М.: Машстройиздат, 1949. — 336 с.
6. *Бреббиа К., Уокер С.* Динамика морских сооружений. — Л.: Судостроение, 1983. — 229 с.
7. *Вершинин С. А., Драбкин Я. А.* Сопротивление морских ледяных полей при их прорезании цилиндрической опорой//Лед-87: — Материалы конф. и совещ. по ледотехнике. — Л.: Энергоатомиздат, 1989. — С. 128-130.
8. *Динамика океана*/Под ред. Ю. П. Доронина. — Л.: Гидрометеиздат, 1980. — 304 с.
9. *Доронин Ю. П.* Взаимодействие атмосферы и океана. — Л.: Гидрометеиздат, 1981. — 288 с.
10. *Доронин Ю. П., Хейсин Д. Е.* Морской лед. — Л.: Гидрометеиздат, 1975. — 318 с.
11. *Доусон Т.* Проектирование сооружений морского шельфа. — Л.: Судостроение, 1986. — 286 с.
12. *Егоров Н. И.* Физическая океанография. — Л.: Гидрометеиздат, 1974. — 455 с.
13. *Жуков Л. А.* Общая океанология. — Л.: Гидрометеиздат, 1976. — 375 с.
14. *Загрядская Н. Н.* Номограммы для расчета коэффициентов первичной и вторичной дифракции на акваториях портов и водохранилищ//Гидротехническое строительство. — 1986. — № 3. — С. 19-24.
15. *Загрядская Н. Н.* Учет крутизны при дифракции волн на акваториях портов и водохранилищ//Гидротехническое строительство. — 1988. — № 4. — С. 25-27.
16. *Занегин В. Г., Храпачев Н. Г.* Исследование ледовой нагрузки на вертикальные опоры гидротехнических сооружений с учетом прочностных свойств морского льда//Лед-87: — Материалы конф. и совещ. по гидротехнике. — Л.: Энергоатомиздат, 1989. — С. 105-108.

17. *Клюйков Е. Ю.* Инженерная океанология. Учебное пособие по практическим работам. — СПб.: Изд. РГГМИ, 1996. — 203 с.
18. *Красножон Г. Ф., Сидорова А. Г.* О выборе расчетных параметров волн при проектировании гидротехнических сооружений//Волны и их воздействия на сооружения. Труды координационных совещаний по гидротехнике. — Л.: Энергия, 1969. — Вып.50. — С. 267-274.
19. *Крылов Ю. М.* Дифракция волн жидкости//Труды ГОИН. — 1949. — Вып. 18. — С. 1-94.
20. *Крылов Ю. М.* Спектральные методы исследования и расчета ветровых волн. — Л.: Гидрометеоздат, 1966. — 256 с.
21. *Крылов Ю. М. и др.* Ветер, волны и морские порты. — Л.: Гидрометеоздат, 1986. — 264 с.
22. *Крылов Ю. М. и др.* Спектральный метод расчета параметров ветровых волн для целей морского гидротехнического строительства/Ю. М. Крылов, С. С. Стрекалов, В. Ф. Цыплухин, Б. Х. Глуховский, Г. В. Матушевский, Г. В. Ржеплинский//Волны и их воздействия на сооружения. Труды координационных совещаний по гидротехнике. — Л.: Энергия, 1969. — Вып. 50. — С. 267-274.
23. *Кульмач П. П.* Вопросы развития исследований плавучих заякоренных сооружений//Гидротехнические сооружения и волны на морях и водохранилищах. Тр. Координационных совещаний. — Л.: Энергия, 1972. — Вып. 75. — С. 103-119.
24. *Лаппо Д. Д., Стрекалов С. С., Завьялов В. К.* Нагрузки и воздействия ветровых волн на гидротехнические сооружения. Теория. Инженерные методы. Расчеты. — Л.: Изд. ВНИИГ, 1990. — 432 с.
25. *Пехович А. И.* Основы ледотермики. — Л.: Энергоатомиздат, 1983. — 199 с.
26. *Порты и портовые сооружения*/Под. ред. Г. Н. Смирнова — М.: Стройздат, 1979. — 607 с.
27. *Руководство по расчету воздействий волн цунами на портовые сооружения, акватории и территории. Рекомендации для проектировщиков.* РД 311.33.07-86. — М.: Изд. ММФ, 1986. — 47 с.
28. *Руководство по расчету параметров ветровых волн.* — Л.: Гидрометеоздат, 1969. — 138 с.
29. *Руководство по расчету элементов гидрологического режима в прибрежной зоне морей и в устьях рек при инженерных изысканиях.* — М.: Гидрометеоздат, 1973. — 535 с.
30. *Рыбак О. Л., Петров В. А.* Расчет элементов волн и волновых течений в прибрежной зоне моря//Гидротехническое строительство. — 1988. — № 4. — С. 21-24.
31. *Смирнов И. А.* Океанология. — М.: Высшая школа, 1987. — 407 с.
32. *СНиП 2.06.04-82: Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).* — М.: Госстрой СССР, 1989. — 40 с.

33. СНиП 2.06.01-85: *Гидротехнические сооружения*. Основные положения проектирования. — М.: Госстрой СССР, 1986. — 30 с.
34. СНиП 11.6-74: *Строительные нормы и правила*. Нагрузки и воздействия. — М.: Стройиздат, 1976.
35. Справочник по специальным функциям/Под ред. М. Абрамовича, И. Стриган. — М.: Наука, 1979. — 830 с.
36. *Степанов И. А.* Расчет гашения волнения в портах и аванпортах//Тр. ЛИВТ. — Л.: Речной транспорт, 1961. — Вып.13.
37. *Теория волн и расчет гидротехнических сооружений*//Сб. Ин-та водных проблем АН СССР. — М.: Наука, 1975. — 192 с.
38. *Физика океана*/Под ред. Ю. П. Доронина. — Л.: Гидрометеиздат, 1978. — 294 с.
39. *Халфин И. Ш.* Воздействия волн на морские нефтегазопромысловые сооружения. — М.: Недра, 1990. — 311 с.
40. *Электрофизические и физико-механические свойства льда*/Под ред. В. В. Богородского, В. П. Гаврило. — Л.: Гидрометеиздат, 1989. — 256 с.
41. *Яковлев П. И., Турин А. П., Фортученко Ю. А.* Портовые гидротехнические сооружения. — М.: Транспорт, 1990. — 320 с.
42. *Skjelbreia I., Hendrickson A.* Fifth order gravity wave theory//Proc. VII Conference on Coastal Engineering. — 1961. — P. 184-196.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	3
Введение	5
1. 1. Использование океана и его ресурсов	5
2. 2. Исследования при решении прикладных задач инженерной океанологии	9
Глава 1 ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ПРИБРЕЖНОЙ ЗОНЫ И ОТКРЫТОГО МОРЯ	14
3.1.1. Гидротехнические сооружения и гидрологический режим района их строительства	14
4.1.2. Классификация морских гидротехнических сооружений	18
5.1.3. Устройство портов и портовых сооружений	20
1.4. Оградительные портовые сооружения	23
1.5. Берегозащитные сооружения	30
1.6. Сооружения открытого моря	35
1.7. Морские судоходные каналы	39
Глава 2 ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ В ИНЖЕНЕРНЫХ РАСЧЕТАХ	46
2.1. Основные положения и определения	46
2.2. Гидрометеорологическая информация, используемая в инженерных расчетах	54
2.2.1. Расчетные характеристики скорости ветра	55
2.2.2. Расчетные характеристики элементов ветровых волн	60
13 2.2.3. Уровень моря	64
14 2.2.4. Течения	67
15 2.2.5. Морской лед	71
16 2.3. Определение расчетной скорости и направления ветра	74
2.4. Расчет элементов ветровых волн	86
17 2.4.1. Основные теории волн, используемые при расчетах параметров волнения	89
2.4.2. Расчет элементов ветровых волн при их подходе к мелководью	95
2.4.3. Расчет элементов ветровых волн в мелководной зоне	106
2.4.4. Расчет элементов волн в прибойной зоне	115
2.4.5. Расчет элементов ветровых волн на огражденной акватории	123
	289

Глава 3	РАСЧЕТ НАГРУЗОК НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ	139
3.1.	Взаимодействие ветровых волн с гидротехническими сооружениями	139
3.1.1.	Взаимодействие ветровых волн с сооружениями вертикального профиля	140
3.1.2.	Взаимодействие ветровых волн с откосными сооружениями	145
3.1.3.	Взаимодействие ветровых волн со сквозными сооружениями	160
3.2.	Методы расчета волновых нагрузок	169
3.3.	Расчет нагрузок и воздействий волн на оградительные и берегозащитные сооружения	172
3.3.1.	Расчет давления на сооружения вертикального профиля от стоячих волн	175
3.3.2.	Расчет давления на сооружения вертикального профиля от разбивающихся и прибойных волн	182
3.3.3.	Устойчивость сооружений вертикального профиля при воздействии волн	192
3.3.4.	Воздействия волн на оградительные сооружения откосного профиля	195
3.4.	Волновые нагрузки на обтекаемые сооружения	201
3.4.1.	Определение скоростного и инерционного коэффициентов сопротивления	208
3.4.2.	Ветровые нагрузки на сооружения открытого моря	212
3.4.3.	Волновые нагрузки на неподвижную вертикальную сваю ..	216
3.4.4.	Волновые нагрузки на неподвижную вертикальную сваю от разбивающихся волн	228
3.4.5.	Волновые нагрузки на горизонтальную обтекаемую преграду	232
3.4.6.	Расчет волновых нагрузок на наклонные элементы сквозных сооружений	234
3.4.7.	Расчет волновых нагрузок на конические опоры	236
3.4.8.	Расчет волновых нагрузок на бетонные гравитационные буровые платформы	240
3.4.9.	Общие принципы расчета нагрузок на сооружения открытого моря	244
3.5.	Динамический эффект при волновом воздействии на ферменные сооружения	247
3.5.1.	Учет динамической реакции сооружения на волновые нагрузки	252
3.5.2.	Основы метода динамического расчета сооружений	255

3.5.3. Определение спектральной плотности сосредоточенной волновой нагрузки	264
3.5.4. Определение статистических характеристик реакции сооружения на волновые нагрузки	271
3.5.5. Определение функции обеспеченности динамических реакций сооружения	275
3.6. Расчет нагрузок на плавучие сооружения	281
Литература	286

CONTENTS

Foreword	3
Introduction	5
1. Employment of the ocean and its resources	5
2. Research work for solving applied problems of engineering oceanography	9
Chapter 1 HYDRAULIC STRUCTURES OF THE COASTAL ZONE AND OPEN SEA	14
1.1. Hydraulic structures and hydrological regime of the construction site	14
1.2. Classification of sea hydraulic structures	18
1.3. Layout of ports and port structures	20
1.4. Port protection structures	23
1.5. Coastal protection structures	30
1.6. Structures in the open sea	35
1.7. Seaway canals	39
Chapter 2 CALCULATION OF WIND AND WAVE CHARACTERISTICS	46
2.1. Principal postulates and definitions	46
2.2. Hydrometeorological information used in engineering calculations	54
2.2.1. Design characteristics of wind velocity	55
2.2.2. Design characteristics of parameters wind waves	60
2.2.3. Sea level	64
2.2.4. Currents	67
2.2.5. Sea ice	71
2.3. Determination of design wind velocity and wind direction	74
	291

Contents

2.4. Calculation of parameters of wind waves	86
2.4.1. Principal wave theories employed in estimating wave parameters	89
2.4.2. Calculation of wind wave parameters with waves approaching shallow water	95
2.4.3. Calculation of wave parameters in shallow water zone	106
2.4.4. Calculation of wave parameters in the surf zone	115
2.4.5. Calculation of wave parameters in protected water area	123
Chapter 3 CALCULATION OF LOADS ON HYDRAULIC STRUCTURES	139
3.1. Interaction of wind waves and hydraulic structures	139
3.1.1. Interaction of wind waves with vertical-profile structures	140
3.1.2. Interaction of wind waves and slope structures	145
3.1.3. Interaction of wind waves with girder structures	160
3.2. Calculation techniques of wave load	169
3.3. Calculation of loads and action of waves on protection and coastal protection structures	172
3.3.1. Calculation of pressure on vertical structures produced by standing waves	175
3.3.2. Calculation of pressure on vertical structures produced by breaking and surf waves	182
3.3.3. Stability of vertical structures when attacked by waves	192
3.3.4. Wave action on protection structures of slope profile	195
3.4. Wave load on streamlined structures	201
3.4.1. Determination of velocity and inertial resistance coefficients	208
3.4.2. Wind load on structures in the open sea	212
3.4.3. Wave load on a fixed vertical pile	216
3.4.4. Wave load on a fixed vertical pile by breaking waves	228
3.4.5. Wave load on a horizontal streamlined obstacle	232
3.4.6. Calculation of wave load on slope elements of girder structures	234
3.4.7. Calculation of wave load on conic supports	236
3.4.8. Calculation of wave load on concrete gravitation drilling platforms	240
3.4.9. General principles of load calculations for structures in the open sea	244
3.5. Dynamic effect with wave action on girder structures	247
3.5.1. Account of dynamic response of structure to wave load	252
3.5.2. Fundamentals of the method of the dynamic calculation of structures	255
3.5.3. Determination of spectral density of concentrated wave load	264
3.5.4. Determination of statistical characteristics of the structural response to wave load	271

Contents

3.5.5. Determination of probability function of dynamic responses of the structure	275
3.6. Calculation of load on floating structures	291
References	286

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

Евгений Юрьевич КЛЮЙКОВ

ИНЖЕНЕРНАЯ ОКЕАНОЛОГИЯ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

Редактор О.Д. Рейнгеверц

ЛР № 020309 от 30.12.96

Подписано в печать 19.12.99 г. Формат 60х90 1/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Печ.л. 18,4. Уч.-изд.л. 21,9. Тираж 250. Зак. Р-20
РГТУ, 195196, СПб, Малоохтинский пр., 98.
Отпечатано ВСОК ВМФ
