Б903

А.Я. Будин,
М.В. Чекренева

УСИЛЕНИЕ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

МОСКВА «ТРАНСПОРТ» 1983

Б И Б Л И О Т Е К А
Новосибирского института
инженеров водного транспорта

УДК 627.2

Будин А. Я., Чекренева М. В. Усиление портовых сооружений.— М.: Транспорт, 1983.— 179 с.

Описаны причины снижения несущей способности портовых сооружений, способы их усиления для повышения несущей и пропускной способности и ликвидации повреждений, методы определения эффективности усиления сооружений различного типа. Приведены расчетные зависимости для определения степени восстановления несущей способности сооружений, усиление которых проводилось без вывода из эксплуатации. Особое внимание уделено усилению бетонных и железобетонных конструкций, наиболее часто используемых в портовом строительстве.

Для инженеров, занимающихся проектированием, строительством, эксплуатацией, ремонтом и усилением портовых сооружений.

Ил. 82, табл. 25, библиогр. 65 назв.

Рецензенты: Б. А. Хабаров, С. К. Горланов
Заведующий редакцией В. А. Галкин
Редактор А. М. Левина

Б $\frac{3605020000\text{-}156}{049(01)\text{-}83}$ 156-83

© Издательство «Транспорт», 1983

ОТ АВТОРОВ

В Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года предусмотрено уделять особое внимание улучшению использования производственных мощностей, направлять капитальные вложения в первую очередь на реконструкцию и техническое перевооружение предприятий. Значительные работы по реконструкции и техническому перевооружению портов предстоит в ближайшие годы выполнить почти во всех речных и морских бассейнах. Одним из главных элементов этих работ должно явиться усиление портовых гидротехнических сооружений (в первую очередь причальных), что обеспечит возможность оснащения причалов более мощной и производительной перегрузочной техникой и повысит пропускную способность портов при минимальных капитальных вложениях.

Эффективное функционирование портов находится в прямой зависимости от состояния портовых сооружений. В состав современного порта входят: причальные набережные, пирсы, волноломы, молы, берегоукрепительные сооружения, подкрановые, железнодорожные и автомобильные пути, склады, служебно-вспомогательные и административно-бытовые здания, системы дренажа, водоснабжения, канализации. Характерная особенность большинства портовых сооружений состоит в том, что они в процессе эксплуатации постоянно подвергаются разнообразным и интенсивным внешним воздействиям, что приводит к постепенному снижению их несущей способности. Наиболее типичны в этом отношении причальные сооружения, которые воспринимают удары и навалы судов, воздействие статических и динамических нагрузок от перегрузочных и транспортных машин и складируемых грузов. Во многих случаях сооружения подвергаются агрессивному воздействию окружающей среды (химических грузов, морской воды, блуждающих токов в прикордонной полосе и т. п.), что также приводит к постепенному ухудшению их эксплуатационных качеств.

Потребность в усилении портовых сооружений возникает, однако, не только в связи с постепенным снижением их несущей способности в процессе эксплуатации. Постоянное увеличение

грузооборота водного транспорта вызывает повышенные требования к пропускной способности портов, увеличить которую можно путем строительства нового причального фронта и в результате более интенсивной и рациональной эксплуатации существующих причалов. При этом возникает необходимость в увеличении загрузки прикордонных складских площадей и установке на причалах более мощной и производительной перегрузочной техники, что в большинстве случаев связано с существенным повышением нагрузок на причальные и другие сооружения. Это вызывает потребность в повышении несущей способности сооружений.

В большинстве случаев прочность конструкций портовых сооружений ограничивается несущей способностью их отдельных элементов, поэтому, как правило, в усилении нуждаются не все элементы сооружений, а лишь некоторые из них. Это позволяет добиться значительного повышения пропускной способности причалов и других сооружений портов при наименьших затратах.

Зачастую существует возможность выбора элементов конструкции для усиления путем принятия той или иной технологической схемы интенсификации работы соответствующего звена порта. Так, если необходимо повысить допускаемые нагрузки от складируемых грузов на причал и причальная набережная представляет собой заанкерованный больверк, то могут быть рассмотрены два варианта: при первом из них нагрузка увеличивается в зоне, непосредственно примыкающей к линии кордона (такой вариант целесообразен при использовании плавучих кранов), а при втором — увеличение нагрузки предусматривается на некотором удалении от линии кордона (например, за порталом берегового крана). В первом варианте несущая способность причальной набережной в большинстве случаев ограничивается прочностью анкерных тяг, и в усилении нуждаются только они; во втором варианте основным элементом, ограничивающим несущую способность сооружения, является обычно лицевая стенка набережной и усиливать необходимо ее.

Проблема усиления существующих сооружений сложна и специфична в научном и инженерном плане. Ее сущность заключается в том, что степень повышения несущей способности сооружений зависит от значений напряжений, которые действуют в них в период усиления.

Теоретическую базу для решения задач по оценке несущей способности восстановленных и усиленных сооружений создают разработки в области механики деформируемых сред. Вопросы, связанные с оценкой несущей способности отремонтированных и усиленных строительных конструкций, базируются на различных разделах строительной механики и теории сооружений. Вместе с тем их успешное решение невозможно без использования результатов исследований в области материаловедения.

Проблема ремонта и усиления сооружений имеет три аспекта, два из которых принадлежат к области строительной механики, а один — к области материаловедения. Первый аспект — оценка несущей способности сооружения, имеющего те или иные локальные повреждения; второй — оценка несущей способности сооружения после его усиления; третий аспект связан с выбором наилучших строительных материалов и наилучшей технологии проведения ремонтных работ, которые гарантируют требующуюся степень восстановления или увеличения несущей способности отремонтированного или усиленного сооружения.

Возможность решения рассматриваемой проблемы обеспечена успехами в области строительной механики и механики сплошных сред, которые в значительной мере достигнуты благодаря работам Ю. Н. Работнова, А. А. Ильюшина, А. А. Гвоздева, Л. И. Седова, Н. И. Безухова, А. В. Даркова, А. Р. Ржаницина и многих других. Необходимые предпосылки для решения задач по оценке эффективности ремонта портовых сооружений создают работы в области портового гидротехнического строительства и эксплуатации портовых сооружений таких специалистов как В. Е. Ляхницкий, Ф. М. Шихиев, В. К. Штенцель, П. П. Кульмач, С. В. Нерпин, Б. Ф. Горюнов, П. И. Яковлев, В. Б. Гуревич, С. Н. Курочкин, Ф. А. Мартыненко и др.

Существенно расширяют имевшиеся представления о работе целого ряда конструкций портовых гидротехнических сооружений исследования, выполненные в 70-е годы В. Д. Костюковым, Г. В. Васильевым, В. И. Николау, Я. Н. Фельдманом, С. М. Певзнером, А. П. Бенуа, В. Г. Апельсиным и др.

Материалы, приведенные в настоящей книге, относятся к восстановлению утраченной несущей способности портовых сооружений, а также повышению их первоначальной несущей способности. На косметический, противофильтрационный и другие виды ремонтов изложенные здесь положения не распространяются.

I. ПРИЧИНЫ СНИЖЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СООРУЖЕНИЙ. МЕРЫ ПО ЗАЩИТЕ СООРУЖЕНИЙ

1. ИЗМЕНЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СООРУЖЕНИЙ ВО ВРЕМЕНИ

Планирование работ по усилению портовых сооружений должно базироваться на достоверном прогнозе изменения их несущей способности во времени. Зная, как будет протекать процесс снижения прочности сооружения, и имея информацию о требуемом режиме его эксплуатации на последующий период, можно обоснованно решать вопрос о времени и характере необходимого усиления. Изменение несущей способности портовых сооружений зависит от ряда факторов и может быть существенно различным в разных эксплуатационных условиях. Можно, однако, выделить некоторые наиболее типичные случаи, чаще всего наблюдаемые на практике.

Функциональная взаимосвязь несущей способности портового сооружения N и времени t в общем виде выражается соотношением

$$N[\alpha(t),\ \beta(t),\ \Omega(t)] = 0, \qquad (1$$

где $\alpha(t)$ — функция, отражающая изменение несущей способности сооружения в результате изменения во времени его напряженного состояния (что чаще всего вызвано проявлением реологических свойств грунтов оснований);

$\beta(t)$ — функция, отражающая зависимость несущей способности сооружения от динамического режима его эксплуатации, эффект которого проявляется во времени;

$\Omega(t)$ — функция, отражающая зависимость несущей способности сооружения от изменения во времени прочностных и деформативных свойств конструкционных материалов.

Несущая способность транспортных гидротехнических сооружений может зависеть от времени качественно различным образом (рис. 1): в одних случаях со временем она более или менее существенно снижается [10, 53] (кривая *5*), в других — значительно повышается (кривая *1*), а иногда остается практически неизменной (линия *3*). Конечный результат взаимосвязи несущей способности сооружения с его возрастом $N - t$ определяется видом и значимостью функций $\alpha(t)$, $\beta(t)$ и $\Omega(t)$.

Несущая способность со временем снижается у конструкций на деформирующихся во времени глинистых основаниях, корозирующих стальных сооружений, а также у бетонных и железобетонных конструкций при наличии агрессивной среды. Повышение со временем несущей способности часто наблюдается у бетонных и железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в благоприятных естественных условиях, где прочность бетона постепенно нарастает.

Иногда несущая способность конструкций в первый период эксплуатации увеличивается, а в дальнейшем снижается (кривая *4* на рис. 1). Такие явления могут возникать, например, в результате относительно интенсивного упрочнения бетона в начальный период после возведения сооружения при одновременном более или менее равномерном проявлении ползучих деформаций грунтов оснований.

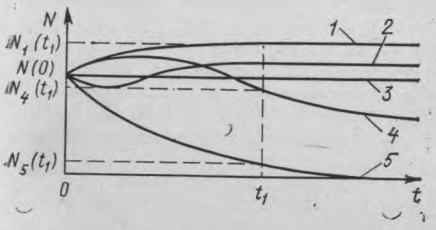


Рис. 1. Кривые изменения несущей способности транспортных гидротехнических сооружений во времени

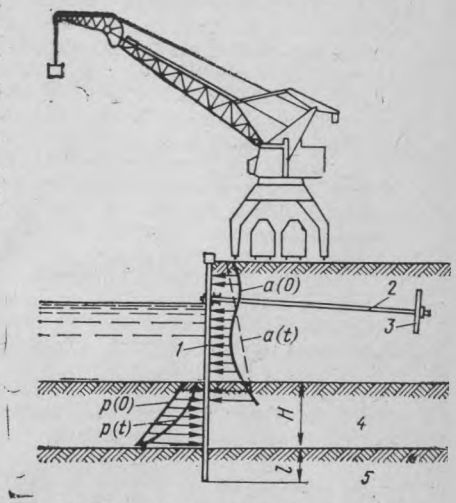


Рис. 2. Изменение распорного и реактивного давления грунта на тонкостенную причальную набережную во времени

Возможны случаи, когда несущая способность строительной конструкции в начальный период после возведения снижается, а впоследствии нарастает, иногда превышая значение, отвечающее начальному времени $N^{(0)}$ (кривая *2* на рис. 1). Чаще всего это можно наблюдать у тонкостенных портовых сооружений, возведенных на сильно сжимаемых основаниях: в процессе проявления интенсивной фильтрационной консолидации основания происходит нарастание напряжений в элементах конструкций, влияние которого впоследствии нейтрализуется и перекрывается вследствие упрочнения конструкционных материалов.

Комбинированное воздействие факторов, характеризуемых функциями $\alpha(t)$, $\beta(t)$ и $\Omega(t)$, на изменение несущей способности транспортных гидротехнических сооружений во времени (рис. 2) можно показать на следующем примере.

Причальная набережная представляет собой железобетонную шпунтовую стенку *1*, заанкерованную стальными тягами *2* за железобетонные или стальные плиты *3*. Шпунтовая стенка прорезает пласт ползучего грунта *4* мощ-

ностью H и на глубину l входит в подстилающий неползучий грунт 5. В прикордонной полосе территории причала проложены рельсовые пути портальных кранов и подпортальные железнодорожные пути.

Начальные деформативные, геометрические и прочностные параметры конструкции характеризуются модулем упругости $E(0)$ материала шпунта и анкерной тяги, моментом инерции шпунта $I(0)$, несущей способностью шпунтовой стенки, определяемой способностью воспринять изгибающий момент $M^*(0)$, и площадью поперечного сечения анкерной тяги $F(0)$. Начальные параметры напряженного состояния элементов набережной характеризуются изгибающим моментом в шпунте $M(0)$ и усилием в анкерной тяге $R_{ан}(0)$.

Эпюра контактного распорного давления грунта на шпунтовую стенку $a(0)$ в начальный момент времени определяется начальными значениями геотехнических характеристик грунта засыпки: углом внутреннего трения грунта $\varphi_з(0)$, объемным весом $\gamma_з(0)$ и начальной жесткостью стенки $E(0)I(0)$. Ординаты начальной эпюры реактивного давления грунта на стенку $p(0)$ определяются значениями геотехнических характеристик грунта основания $\varphi_о(0)$ и $\gamma_о(0)$ и начальной жесткостью стенки. В процессе эксплуатации конструкция подвергается воздействию нагрузок от грузов, складируемых на причале, и от находящихся в прикордонной полосе средств механизации и транспорта.

С момента постройки сооружения в результате проявления реологических свойств грунта основания начинается процесс релаксации реактивного давления ползучего грунта на стенку. Если в начальный момент времени на стенку действовало реактивное давление грунта $p(0)$, то через промежуток времени t эпюра реактивного давления грунта уменьшается до значения $p(t)$ (см. рис. 2). Указанный процесс сопровождается нарастанием напряжений в элементах конструкции.

Одновременно вследствие воздействия эксплуатационных факторов, характеризуемых функцией $\beta(t)$, происходит постепенная трансформация начальной эпюры распорного давления грунта на стенку $a(0)$, которая к рассматриваемому моменту времени принимает очертание, отвечающее значению $a(t)$. Отмеченное явление сопровождается также изменением параметров напряженного состояния конструкции.

С течением времени в результате старения конструкционных материалов и воздействия на них окружающей среды меняются их прочностные и деформативные характеристики. Изменение прочности конструкционных материалов влияет на несущую способность сооружения непосредственно, а изменение деформативных характеристик — косвенно, вызывая определенное перераспределение контактного давления грунта на стенку. Разработанные и уже достаточно апробированные теория и методы расчетов ряда типов портовых гидротехнических сооружений на длительную прочность [6, 7, 10] позволяют учитывать влияние фактора времени с требуемой для практики точностью.

Рассматривая вопрос о влиянии на несущую способность сооружений их возраста, учитывают и воздействие окружающей среды, которое тоже проявляется во времени.

Элементами внешней среды, которые могут влиять на несущую способность транспортных гидротехнических сооружений, являются водно-воздушное и грунтовое окружение, температурный режим конструкций, агрессивное или упрочняющее воздействие перерабатываемых грузов (прежде всего химических), воздействие блуждающих токов и т. п. Перечисленные факторы влияют главным образом на прочностные и деформативные

свойства конструкционных материалов. В отдельных случаях некоторые из них воздействуют на механические характеристики грунтов оснований и засыпок, что также может повлечь за собой изменение несущей способности конструкций.

Натурные исследования на целом ряде объектов [6, 53] показали, что влияние окружающей среды может в одних случаях со временем привести к повышению несущей способности сооружений N, а в других — к ее снижению (рис. 3). Кривые графика отвечают условию, когда отсутствует влияние реологических явлений и динамических нагрузок на характер взаимосвязи $N - t$, т. е. когда $\alpha(t) = \text{const}$ и $\beta(t) = \text{const}$.

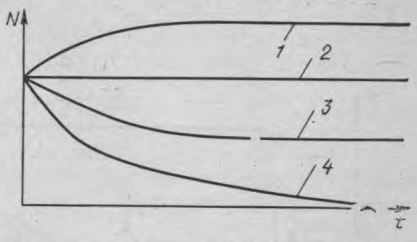


Рис. 3. Кривые изменения несущей способности транспортных гидротехнических сооружений во времени в результате воздействия на них окружающей среды

Иногда окружающая среда за рассматриваемый период t практически не влияет на несущую способность конструкции (прямая *2* на рис. 3). В некоторых случаях вследствие воздействия окружающей среды несущая способность строительной конструкции с течением времени увеличивается (кривая *1* на рис. 3). Это довольно часто наблюдается у бетонных и железобетонных транспортных гидротехнических сооружений и объясняется упрочнением бетона в благоприятных естественных условиях. Нередки случаи, когда воздействие окружающей среды приводит к снижению несущей способности сооружений (кривые *3* и *4* на рис. 3). Так, прочность гидротехнических сооружений, возведенных из металла, часто снижается из-за коррозии [2]. Железобетонные конструкции теряют несущую способность в результате разупрочнения бетона, а также вследствие коррозии арматуры.

Агрессивное воздействие окружающей водно-грунтовой среды может привести как к частичной (кривая *3*), так и к полной (кривая *4*) потере несущей способности сооружения. В то же время повышение несущей способности конструкции при упрочняющем воздействии на нее окружающей среды всегда имеет предел, значение которого обычно составляет 20—50% исходного значения.

2. СНИЖЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СООРУЖЕНИЙ ВСЛЕДСТВИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ

Общие положения. Реологические явления и процессы, протекающие в грунтах и конструкционных материалах сооружений, в определенных условиях приводят к значительному изме-

нению их напряженно-деформированного состояния во времени. Применительно к портовым гидротехническим сооружениям особое значение имеет явление ползучести глинистых грунтов основания. Конструкции гравитационного типа на таких основаниях с течением времени претерпевают деформации смещения, что, однако, обычно не сказывается на их несущей способности [30].

У наиболее распространенных в портах тонкостенных гидротехнических сооружений ползучесть грунта оснований приводит к нарастанию напряжений во всех несущих элементах, что влечет за собой снижение несущей способности сооружений во времени. Механизм этого процесса в настоящее время хорошо известен [6, 8, 10]: по мере накопления ползучих деформаций грунтов нарастают прогибы тонкостенных элементов, что приводит к увеличению действующих в них напряжений.

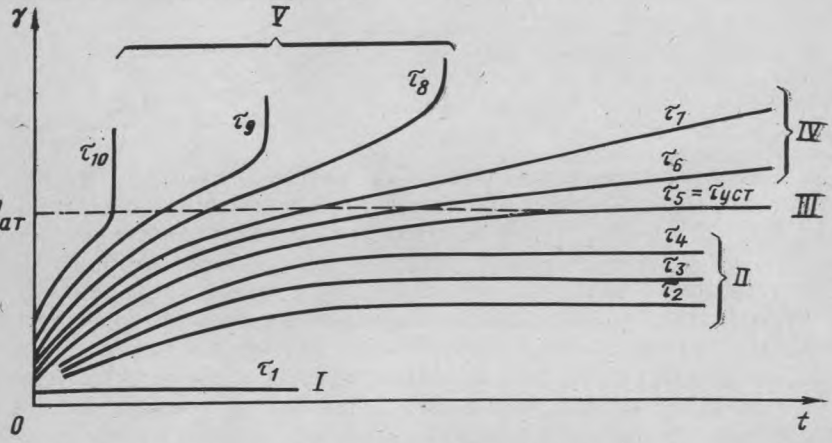


Рис. 4. Возможные пути развития деформаций ползучести глинистых грунтов в зависимости от нагрузки τ ($\tau_1<\tau_2<\tau_3<\tau_4<\tau_5<\tau_6<\tau_7<\tau_8<\tau_9<\tau_{10}$) — $\tau_{уст}$ — порог установившейся ползучести; $\gamma^{п}_{зат}$ — наибольшая возможная для затухающей ползучести деформация сдвига

Наибольший практический интерес представляет оценка изменений несущей способности тонкостенных причальных набережных больверкового типа, составляющих основную долю причального фронта в портах и на пристанях. Для того чтобы правильно оценивать изменение несущей способности портовых сооружений на ползучих основаниях, практические работники должны знать общие закономерности реологического поведения грунтов.

Реологические свойства грунтов. Ползучая деформация сдвига глинистых грунтов γ в общем случае развивается по одному из следующих путей (рис. 4): неустановившаяся ползучесть завершается затуханием неравновесного процесса (кривые *II*); с некоторого момента ползучесть приобретает установившийся незатухающий характер (кривые *IV*); неустановившаяся ползу-

честь переходит в прогрессирующую и завершается разрушением материала (кривые *V*). Кроме того, возможен случай, когда грунт обладает начальным порогом ползучести $\tau_{пор}$, вследствие чего при сдвиговой нагрузке, меньшей некоторого значения $\tau_{пор}$, неравновесный процесс не начинается (прямая *I*).

Ползучие глинистые грунты обладают характерным свойством — при пластических деформациях слагающие их структурные элементы изменяют ориентацию. Этот процесс в значительной мере определяет закономерности ползучести и влечет за собой изменение во времени механических свойств грунта, что, в частности, заставляет принимать во внимание изменение его длительной прочности. Эксперименты показывают, что чешуйчатые глинистые частицы, первоначально имеющие изометрическую ориентацию, в процессе пластической деформации грунта поворачиваются в направлении, совпадающем с направлением поверхности скольжения или близком к нему. Направление их конечной ориентации совпадает с направлением линии скольжения или отличается от него на некоторый угол $\pi/2-\vartheta_{пр}$, обусловленный длинами и толщинами частиц грунта (здесь $\vartheta_{пр}$ — предельный угол поворота частиц).

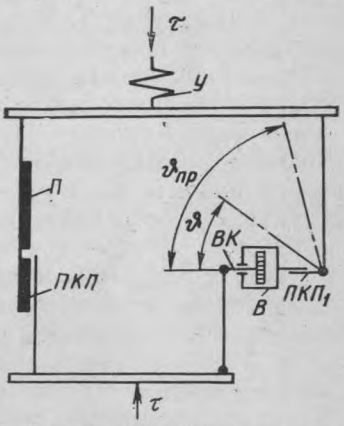


Рис. 5. Реологическая модель глинистого грунта

Реологическая модель реального глинистого грунта должна учитывать возможность проявления каждой из перечисленных выше закономерностей развития ползучести грунтов и объяснять их особые свойства [15, 30, 54].

На рис. 5 приведена базирующаяся на учете структурных преобразований в глинистых грунтах реологическая модель А. Я. Будина [10], описывающая все стадии ползучести грунтов. Структурная формула модели имеет вид: $[(ПКП—П)\,\|\,(ВК—В—ПКП_1)]—У$, где *В* — тело Ньютона; *ПКП*, $ПКП_1$ и *У* — соответственно пластические тела Кулона — Прандтля и тело Гука, а *П* — тело Сен-Венана [58], но в данном случае с переменным трением (увеличение сопротивления сдвигу элемента *П* графически отражается постепенной надвижкой его нижней ветви на контактную площадку верхней ветви). Эта надвижка завершается после поворота элемента *ВК* (отражает структурные преобразования в грунтах) на угол $\vartheta_{пр}$, соответствующий предельному повороту активно ориентированных грунтовых частиц и агрегатов, и происходит по соотношению $\tau_I(\vartheta)=\tau_I\sin\vartheta/\sin\vartheta_{пр}$, где ϑ — текущий угол поворота структурных элементов ($\tau_I=\tau_{уст}-\tau_{пор}$).

Анализ реологической модели показывает, что в ней учтена возможность затухания ползучести (при $\tau_{пор}+\tau_I>\tau>\tau_{пор}$) и разрушения грунта (при $\tau>\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II}$) до завершения периода неустановившегося деформирования. Здесь $\tau_{пор}$, τ_I и τ_{II} — соответственно условия пластичности элементов *ПКП*, *П* и $ПКП_1$. Одновременно находит отражение экспериментально установленный факт зависимости деформации многих грунтов, при которой происходит их разрушение, от приложенной нагрузки τ. Действительно, поскольку вязкая деформация элементов *В* и *ВК* зависит от нагрузки τ по-разному, то суммарный относительный сдвиг, отвечающий углу поворота элемента *ВК* на некоторый угол ϑ, при котором усилие в элементе $ПКП_1$ станет равным его пределу пластичности, оказывается функцией τ.

Реологическая модель, базирующаяся на учете структурных преобразований в грунтах, полностью описывает все многообразие кривых $\gamma=f(t)$. Так, если приложенная нагрузка меньше начального порога ползучести грунта ($\tau<\tau_{пор}$), то образуется только упругая деформация и ползучесть не возникает (линия *I* на рис. 4). Поскольку $\tau_{пор}$ представляет собой условие пластичности тела Кулона — Прандтля, его значение зависит от действующей нормальной нагрузки σ. Эта зависимость выражается соотношением $\tau_{пор}=\sigma tg\varphi+A$, где φ — угол внутреннего трения грунта; A — составляющая порога ползучести, не зависящая от σ [30].

При $\tau>\tau_{пор}$ возникает процесс ползучести грунта, который в зависимости от того, насколько велика разность $\tau-\tau_{пор}$, развивается в дальнейшем различными путями. Если $\tau_{пор}+\tau_I\geqslant\tau>\tau_{пор}$, то ползучесть носит неустановившийся характер и затухает (кривые *II* на рис. 4). Значение γ, при котором деформирование прекращается, определяется разностью $(\tau_{пор}+\tau_I)-\tau$. Когда $\tau_{пор}+\tau_I=\tau$, процесс завершается при достижении наибольшей возможной для затухающей ползучести деформации $\gamma^{п}_{зат}$ (кривая *III* на рис. 4). Во всех остальных случаях деформирование прекращается при значении γ, которое находится в диапазоне $\gamma^{п}_{зат}>\gamma>\gamma_y$, где γ_y — упругая деформация.

При $\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II}>\tau>\tau_{пор}+\tau_I$ неустановившаяся ползучесть после достижения деформации $\gamma>\gamma^{п}_{зат}$ переходит в установившуюся (кривые *IV* на рис. 4). Скорость установившейся ползучести тем выше, чем меньше разность $(\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II})-\tau$. Когда $(\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II})-\tau\to0$, эта скорость получает наибольшее возможное значение.

И, наконец, при $\tau>\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II}$ ползучесть грунта завершается его разрушением.

Разрушение происходит в момент, когда усилие в элементе $ПКП_1$ (см. рис. 5) становится равным пределу его пластичности τ_{II}:

$$\tau_{II}=(\tau-\tau_{пор}-\tau_I\sin\vartheta)\sin\vartheta. \qquad (2)$$

Из формулы (2) следует, что время до разрушения $t_р$ и деформация, при которой оно происходит $\gamma_р$, уменьшаются с увеличением разности $\tau-(\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II})$. При $\tau-(\tau_{пор}+\tau_I+\tau_{II})\to\infty$ время до разрушения $t_р\to 0$ и $\gamma_р\to 0$.

Таким образом, модель отражает все возможные пути развития ползучести и в ней учтены особенности поведения глинистых грунтов в процессе сдвигового деформирования. Исходное соотношение для вывода, отвечающего реологической модели уравнения состояния, имеет вид

$$\gamma(t)=\gamma_1(t)+\gamma_2(t)+\gamma_у, \tag{3}$$

где $\gamma(t)$ — суммарная деформация, накопленная за время t;
$\gamma_1(t)$, $\gamma_2(t)$ — деформации ползучести вследствие наличия в модели элементов соответственно BK и B;
$\gamma_у$ — упругая деформация вследствие наличия элемента $У$.

$$\gamma_у=\tau/G,$$

где G — модуль упругости при сдвиге.

На основе исходной формулы (3) получено следующее единое уравнение состояния:

$$\gamma(t)=\frac{\gamma^{п*}t}{t+\xi(\tau)}+\frac{1}{\eta}\left[(\tau-\tau_{пор}-\tau_I)t-\tau_I\xi(\tau)\frac{t}{t+\xi(\tau)}+\right.$$

$$\left.+(\tau-\tau_{пор}-2\tau_I)\xi(\tau)\ln\frac{\xi(\tau)}{t+\xi(\tau)}\right]+\frac{\tau}{G}, \tag{4}$$

где $\gamma^{п*}=\gamma^{п}/\sin\vartheta_{пр}$ (здесь $\gamma^{п}$ — деформация сдвига, отвечающая переориентации структурных элементов грунта);
$\xi(\tau)$ — вычисляемая аналитически функция внешней нагрузки и реологических характеристик грунта (имеет размерность времени);
η — коэффициент вязкости грунта.

Уравнение длительной прочности, выведенное на основании формулы (2),

$$t_р=\frac{\eta'}{(\tau^*)^2-\tau_I^2}\left[\tau_I\ln\left|\frac{\tau^*+\sqrt{(\tau^*)^2-4\tau_I\tau_{II}}}{2\tau^*}\right|+\right.$$

$$+\tau^*\ln\left|1+\frac{1}{2\tau_I}(\tau^*-\sqrt{(\tau^*)^2-4\tau_I\tau_{II}})\right|-(\tau^*+\tau_I)\ln\left|\frac{1}{2\tau_I}\times\right.$$

$$\left.\times\sqrt{4\tau_I^2+4\tau_I\tau_{II}-2(\tau^*)^2+2\tau^*\sqrt{(\tau^*)^2-4\tau_I\tau_{II}}}\right|\Bigg], \tag{5}$$

где η' — определяемый опытным путем коэффициент пропорциональности, устанавливающий связь между действующей нагрузкой и скоростью переориентации частиц, слагающих грунт [8];
$\tau^*=\tau-\tau_{пор}$.

Все входящие в приведенное уравнение реологические характеристики грунтов определяют опытным путем.

Более подробные сведения о реологических свойствах грунтов содержатся в ряде литературных источников [10, 15, 22, 30, 54, 58, 60].

Определение несущей способности тонкостенных причальных сооружений как функции их возраста. Для того чтобы оценить изменение несущей способности конструкции во времени, необходимо располагать расчетными зависимостями, которые дают параметры напряженного состояния тонкостенных причальных набережных как функции их возраста. Условия взаимодействия набережных с ползучим основанием зависят от характера напластования грунтов в пределах их забитой части. Возможны три основных случая напластования: весь забитый участок стенки *2* располагается в ползучем грунте *1* (рис. 6, *а*); стенка прорезает пласт ползучего грунта и нижней частью входит в подстилающий неползучий грунт *3* (рис. 6, *б*); стенка в верхней части находится в контакте с неползучим грунтом основания, а ниже располагается в ползучем грунте (рис. 6, *в*).

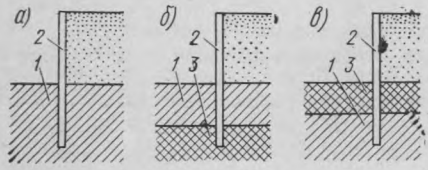


Рис. 6. Напластования ползучих и неползучих грунтов в основаниях тонкостенных набережных

При грунтовых условиях, показанных на рис. 6, *а*, нарастание напряжений в конструкции во времени происходит в результате изменения статической схемы ее работы, вследствие чего двузначная эпюра изгибающих моментов, отвечающая расчетной схеме Блюма, постепенно трансформируется, стремясь в пределе к однозначной по Якоби (схема свободного опирания).

В начальный момент, сразу после постройки конструкции, ее работа отвечает расчетной схеме Блюма. При этом в точке A на забитом участке стенки действует равнодействующая обратного отпора $E'_р$ (рис. 7, *а*). В дальнейшем под влиянием этой силы нижний участок стенки длиной $l_с$ постепенно поворачивается в ползучей среде (рис. 7, *б*), в результате чего сечение в точке A перестает быть жесткозащемленным. Это сопровождается уменьшением силы $E'_р$, которая после поворота рассматриваемого сечения на угол θ_0, отвечающий ее работе по схеме свободного опирания, должна снизиться до нуля. При этом эпюра изгибающих моментов становится однозначной с максимальной ординатой $\overline{M}_1$, превышающей наибольшую ординату эпюры M_2 при работе по схеме с защемлением.

Поскольку в данном случае глубина забивки стенки превышает необходимую для оптимальной работы по схеме свободного опирания, действительная эпюра реактивного давления p'

оказывается более распластанной, чем принимаемая обычно эпюра пассивного давления p (площади эпюр *1245* и *3А56* на рис. 7, *а* равновелики). Это приводит к тому, что схеме свободного опирания соответствует изгибающий момент $\overline{M}_1 > M_1$, где M_1 — максимальный изгибающий момент при работе по схеме свободного опирания, когда стенка не перезаглублена (расчетная глубина забивки H'_c).

На рис. 7, *а* штриховая и штрих-пунктирная замыкающие эпюры моментов соответствуют нормально погруженной и перезаглубленной стенкам, работающим по одномоментной схеме.

Таким образом, если заанкерованный бульверк возведен на сплошном ползучем основании, напряжения в нем постепенно

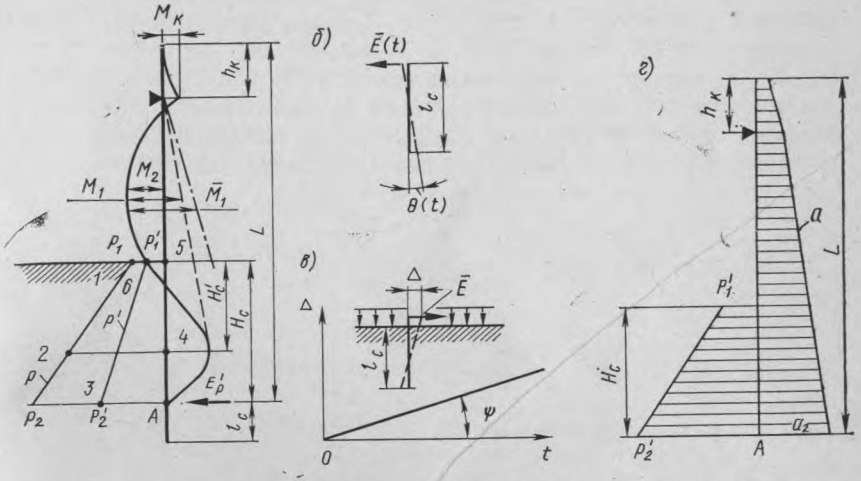


Рис. 7. Расчетные схемы бульверка на сплошном ползучем основании

нарастают, стремясь в пределе к значениям, отвечающим его работе по схеме свободного опирания.

Применительно к рассматриваемой схеме параметры напряженного состояния конструкции как функции времени — изгибающий момент $M(t)$ и анкерная реакция $R_{ан}(t)$ — определяются по следующим формулам [9]:

$$M(t) = M_2 + (\overline{M}_1 - M_2)\left[1 - \exp\left(-\frac{E_p' t}{\theta_0 l_c \overline{\eta}}\right)\right]; \qquad (6)$$

$$R_{ан}(t) = R_{ан_2} + (\overline{R}_{ан_1} - R_{ан_2})\left[1 - \exp\left(-\frac{E_p' t}{\theta_0 l_c \overline{\eta}}\right)\right], \qquad (7)$$

где θ_0 — угол поворота сечения в точке A при работе стенки по схеме свободного опирания;

$\overline{\eta}$ — расчетная константа, характеризующая скорость нарастания поворота нижнего участка стенки во времени при действии единичной поперечной силы;

$R_{ан_2}$ и $\overline{R}_{ан_1}$ — анкерные реакции в начальный момент, соответствующие работе стенки по схеме Блюма и по схеме Якоби.

Точнее всего константу $\bar{\eta}$ можно определить опытным путем в натурном эксперименте со стенкой длиной l_c, нагруженной некоторой постоянной поперечной силой $\bar{E}$ (рис. 7, *в*). Эксперимент проводят в грунтовых условиях, соответствующих условиям на объекте строительства. Искомый показатель представляет собой котангенс угла наклона линии $\Delta = f(t)$ к оси абсцисс t в периоде установившегося деформирования (здесь Δ — смещение верха стенки), умноженный на действующую нагрузку:

$$\bar{\eta} = \bar{E} \operatorname{ctg} \psi = \bar{E} t / \Delta. \tag{8}$$

При невозможности выполнить эксперименты на конкретном объекте можно, по данным экспериментов, для глины мягкопластичной консистенции при $l_c = 1 \div 1{,}5$ м принимать $\bar{\eta}$ равным примерно 8 ГН·сут/м [6].

Угол поворота поперечного сечения θ_0 определяется по правилам статики стержневых систем в зависимости от действующей на стенку нагрузки и характера ее анкерного закрепления. Для наиболее распространенных одноанкерных больверков при нагрузке, показанной на рис. 7, *г*,

$$\theta_0 = \frac{L - h_к}{EI} \left\{ (L - h_к)^2 \frac{(21a_1 + 24a_2}{1080} - \frac{(p_2' - p_1') H_c^2}{360} \left[20 + \frac{3H_c^2}{(L - h_к)^2} - \right. \right.$$

$$\left. \left. - \frac{15H_c}{L - h_к} \right] - \frac{p_1' H_c^2}{24} \left(2 - \frac{H_c}{L - h_к} \right)^2 - \frac{M_к}{6} \right\}, \tag{9}$$

где L — высота стенки от точки A до поверхности засыпки;
$h_к$ — высота консольного участка стенки;
H_c — высота участка стенки от уровня дна до точки A;
a_1, a_2 — ординаты эпюры активного давления грунта соответственно на уровне прикрепления к стенке анкерных тяг и в точке A;
p'_2, p'_1 — ординаты эпюры реактивного давления грунта соответственно в точке A и на уровне дна при работе перезаглубленной стенки по схеме свободного опирания [1];
$M_к$ — консольный изгибающий момент (см. рис. 7, *а*).

$$p_1' = 2E_{р.с} / H_c (1 + \nu); \tag{10}$$

$$p_2' = p_1' \nu, \tag{11}$$

где $E_{р.с}$ — равнодействующая пассивного давления грунта на нормально заглубленную стенку, работающую по схеме свободного опирания (площадь фигуры *1245* на рис. 7, *а*);
ν — отношение ординат эпюры пассивного давления грунта, используемой при расчете стенки по схеме Блюма (p_2/p_1).

[1] При несвязном грунте в придонной зоне, а также при нарушении сцепления связного грунта $p_1 = p'_1 = 0$. Трапецеидальная эпюра p отвечает однородному связному грунту. Методика вычисления p приведена в книге А. Я. Будина и Г. А. Деминой [10].

При других очертаниях эпюр a и p' для упрощения вычисления θ_0 их целесообразно заменить равновеликими, соответствующими приведенным на рис. 7, *г*.

Формулы (6) и (7) справедливы также для случая двухслойного основания, когда нижняя зона забитого участка стенки расположена в ползучем грунте (см. рис. 6, *в*). При этом должно соблюдаться условие, чтобы заглубление участка стенки в ползучем грунте было не менее l_c (см. рис. 7).

При напластовании грунтов, показанном на рис. 6, *б*, механизм изменения во времени напряженного состояния конструкции является качественно иным. Для его уяснения удобно первоначально рассмотреть некоторую отвлеченную неравновесную систему, имеющую определенную аналогию с больверками на ползучих основаниях (рис. 8). Система включает в себя балку жесткостью EI с жестко защемленным опорным закреплением A и опорой C, связанной с вязким элементом B, соответствующим реологической модели ньютоновской вязкой жидкости. При действии на балку постоянной силы P, приложенной на расстоянии H_0 от опоры A, система находится в напряженном состоянии, которое вследствие постепенного перемещения опорной точки C является функцией времени. В частности, подвержено изменениям во времени и усилие в связи $N(t)$, соединяющей балку с элементом B. Формула, полученная путем совместного решения уравнения упругой линии балки и уравнения состояния вязкого элемента B, имеет вид:

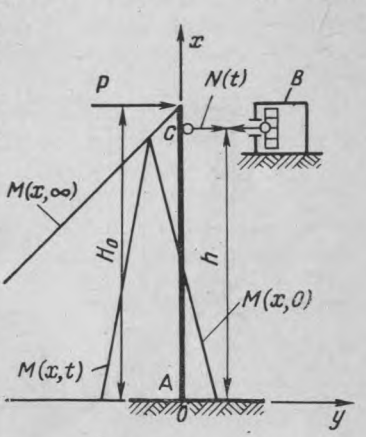


Рис. 8. Схема упруговязкой системы

$$N(t) = \overline{W} e^{-B t}. \tag{12}$$

Здесь $\overline{W} = \frac{3P}{2h}\left(H_0 - \frac{h}{3}\right)$; $B = \frac{3EI}{\eta h^3}$, где h — длина балки между опорами (см. рис. 8).

Из формулы (12) следует, что реакция в связи $N(t)$ уменьшается с течением времени по логарифмическому закону и в пределе при $t \to \infty$ значение $N(t) \to 0$, интенсивность релаксации усилия $N(t)$ возрастает с увеличением жесткости балки EI и уменьшением вязкости η элемента B, значение $N(t)$ в начальный момент не зависит от деформативных характеристик системы, как это и следует из законов статики.

Изгибающие моменты в балке

$$M(x, t) = P(H_0 - x) - \overline{W}(h - x)\exp(-B t). \tag{13}$$

БИБЛИОТЕКА
Новосибирского института
инженеров водного транспорта

При $t \to \infty$ значение $M(x, \infty) = P(H_0 - x)$; $M(x, \infty)_{max} = PH_0$. [Эпюры $M(x, t)$ показаны на рис. 8].

Полученные соотношения, вполне очевидные для рассматриваемой простейшей упруговязкой системы, позволяют отчетливее представить механизм работы более сложных упругоползучих систем. При наличии защемленной опоры реактивное давление на контакте между изгибающейся упругой стенкой и ползучими элементами или средой должно неизбежно релаксировать, а напряжения в стенке должны являться функцией времени. Именно такой характер и носит процесс взаимодействия тонкой подпорной стенки с ползучим основанием. По мере «отползания» грунта падает интенсивность реактивного контактного давления, увеличиваются прогибы и напряжения в стенке.

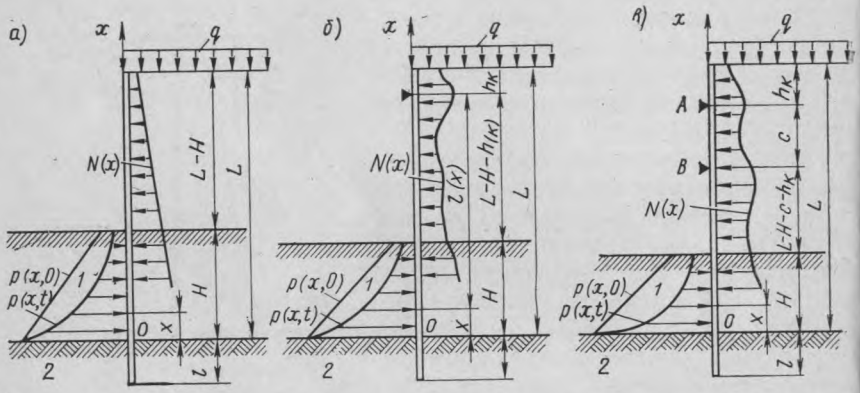


Рис. 9. Расчетные схемы больверков на ползучих основаниях ограниченной мощности:

а — безанкерного; *б* — одноанкерного; *в* — двуханкерного; *1* — ползучий грунт; *2* — неползучий грунт; $N(x)$ — эпюра распорного давления; *q* — нагрузка на причал

Для определения напряженного состояния конструкций в любой момент времени t после их постройки необходимо располагать зависимостью, позволяющей вычислять отвечающую этому времени интенсивность реактивного давления грунта на них $p(x, t)$. Дальнейший статический расчет конструкции выполняется обычными методами [6, 7, 10], но вместо начальной эпюры реактивного (пассивного) давления $p(x, 0)$ в нем используют эпюру $p(x, t)$.

Для безанкерного больверка (рис. 9, *а*)

$$p(x, t) = p(x, 0) \exp\left\{-\frac{EI k_п l^2 t}{H \eta [F(x) k_п l^2 + \Phi(x) E]}\right\}; \qquad (14)$$

для одноанкерного больверка (рис. 9, *б*)

$$p(x, t) = p(x, 0) \exp\left\langle-\frac{EI k_п l^2 t}{H \eta \{[F(x) - B(x)] k_п l^2 + \Phi^*(x) EI\}}\right\rangle; \qquad (15)$$

для двуханкерного больверка (рис. 9, *в*)

$$p(x, t) = (x, 0)\exp\left\langle -\frac{EIk_{\text{п}}\, l^2\, t}{H\eta\{[F(x)-B(x)-D(x)]k_{\text{п}}\, l^2 + \bar{\Phi}(x)\, EI\}}\right\rangle, \quad (16)$$

где EI — жесткость стенки;
$k_{\text{п}}$ — коэффициент податливости постели подстилающего неползучего грунта при напряженном состоянии, близком к предельному;
l — длина входящего в подстилающий грунт участка стенки;
H — мощность слоя ползучего грунта;
η — коэффициент вязкости грунта.

Вид функций $F(x)$, $B(x)$, $D(x)$, $\Phi(x)$, $\Phi^*(x)$ и $\bar{\Phi}(x)$ зависит от характера начальной реактивной нагрузки $p(x, 0)$ и определяется раздельно для треугольной и прямоугольной составляющих эпюр $p(x, 0)$ по графикам (рис. 10) и номограммам (рис. 11—14).

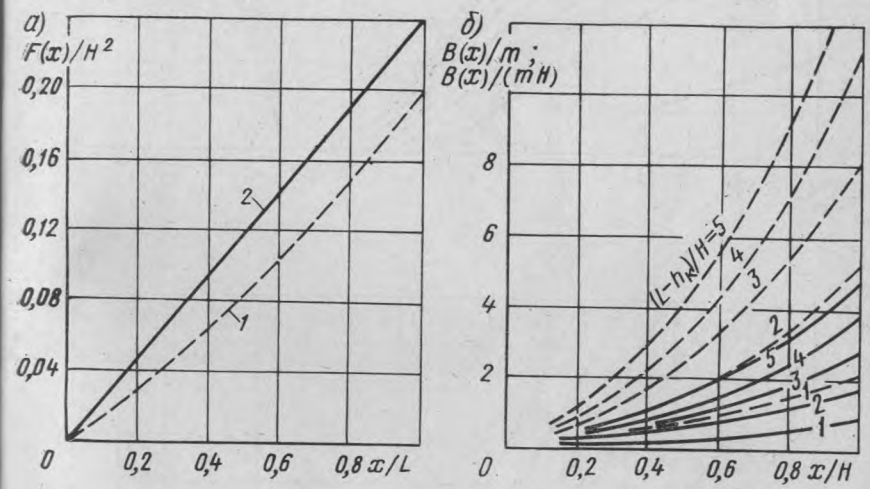


Рис. 10. Графики функций $F(x)$ и $B(x)$ для треугольной (штриховые линии) и прямоугольной (сплошные линии) составляющих эпюры $p(x, 0)$

В случае трапецеидальной нагрузки $p(x, 0)$ эпюру $p(x, t)$ можно построить, разбив начальную эпюру на треугольную и прямоугольную составляющие.

На рис. 10, *а* приведен график функции $F(x)$, а на рис. 10, *б* — график функции $B(x)$ при различных значениях величины $(L—h_{\text{к}})/H$. Обозначения оси ординат на рис. 10, *б* сверху и снизу относятся соответственно к треугольной и прямоугольной составляющим эпюры $p(x, 0)$. Для того чтобы произвести вычисление функции $B(x)$, необходимо предварительно вычислить коэффициент m [10], значение которого также зависит от вида эпюры $p(x, 0)$.

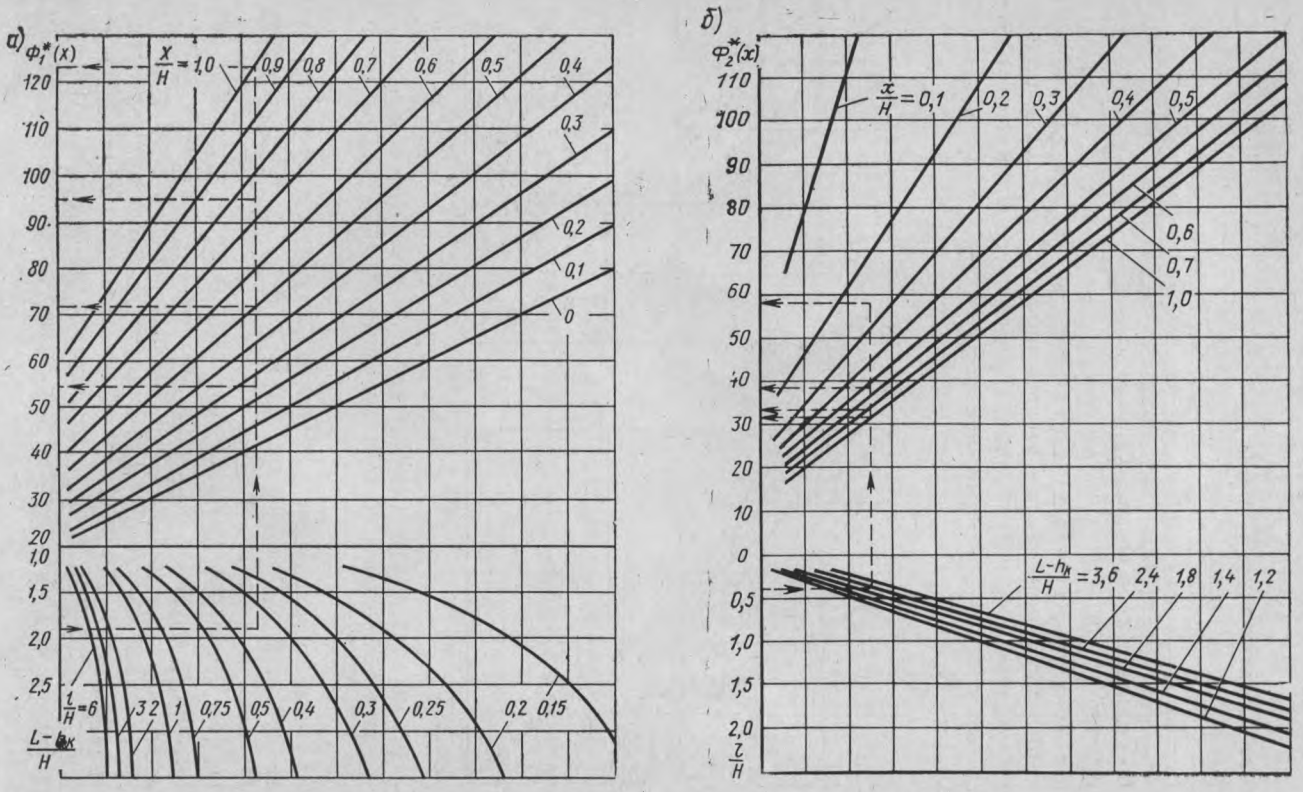


Рис. 11. Номограммы функций $\Phi_1^*(x)$ и $\Phi_2^*(x)$ для треугольной составляю щей эпюры $p(x, 0)$

При треугольной эпюре

$$m = \frac{H^4}{40\,(L - h_к)^2}\left(5 - \frac{H}{L - h_к}\right); \qquad (17)$$

при прямоугольной эпюре

$$m \approx \frac{7}{128}(L - h_к). \qquad (18)$$

Функцию $D(x)$ определяют по графику для функции $B(x)$, но вместо $(L—h_к)/H$ берут величину $(L—h_к—c)/H$, где c — высота участка стенки между анкерными тягами (см. рис. 9, *в*).

Для нахождения значения функции $\Phi^*(x)$, относящейся к одноанкерным стенкам, построены номограммы для треугольной (рис. 11) и прямоугольной (рис. 12) составляющих эпюры $p(x,$

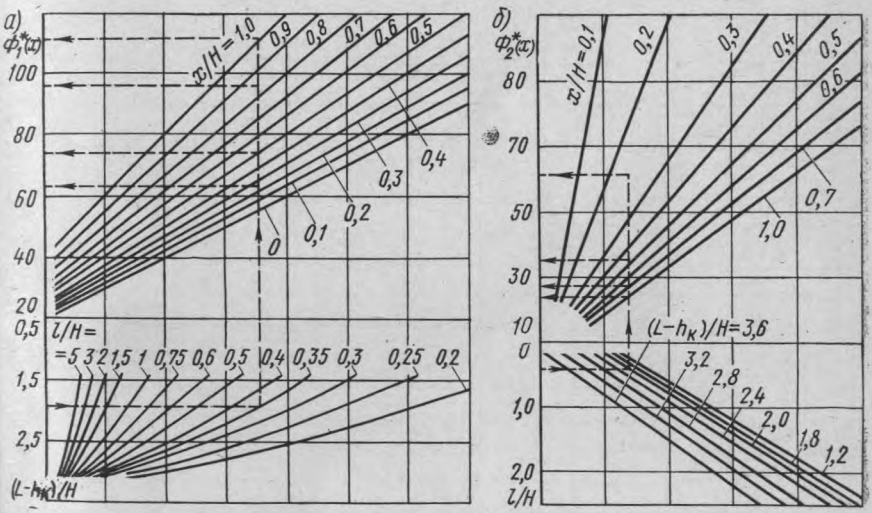


Рис. 12. Номограммы функций $\Phi_1^*(x)$ и $\Phi_2^*(x)$ для прямоугольной составляющей эпюры $p(x, 0)$

0), на которых функция для удобства номографирования представлена в виде двух слагаемых $\Phi_1^*(x)$ [рис. 11, *а*, 12, *а*] и $\Phi_2^*(x)$ [рис. 11, *б*, 12, *б*], т. е. $\Phi^*(x) = \Phi_1^* + \Phi_2^*$.

Численное значение функции $\bar{\Phi}(x)$, входящей в расчетную формулу для двуханкерных больверков, определяют по номограммам для треугольной (рис. 13) и прямоугольной (рис. 14) составляющих эпюры $p(x, 0)$ как сумму четырех составляющих A, B, C и D в зависимости от величин x/H, l/H, $\mu = (L—h_к)/H$, $\xi = (L—h_к—c)/H$.

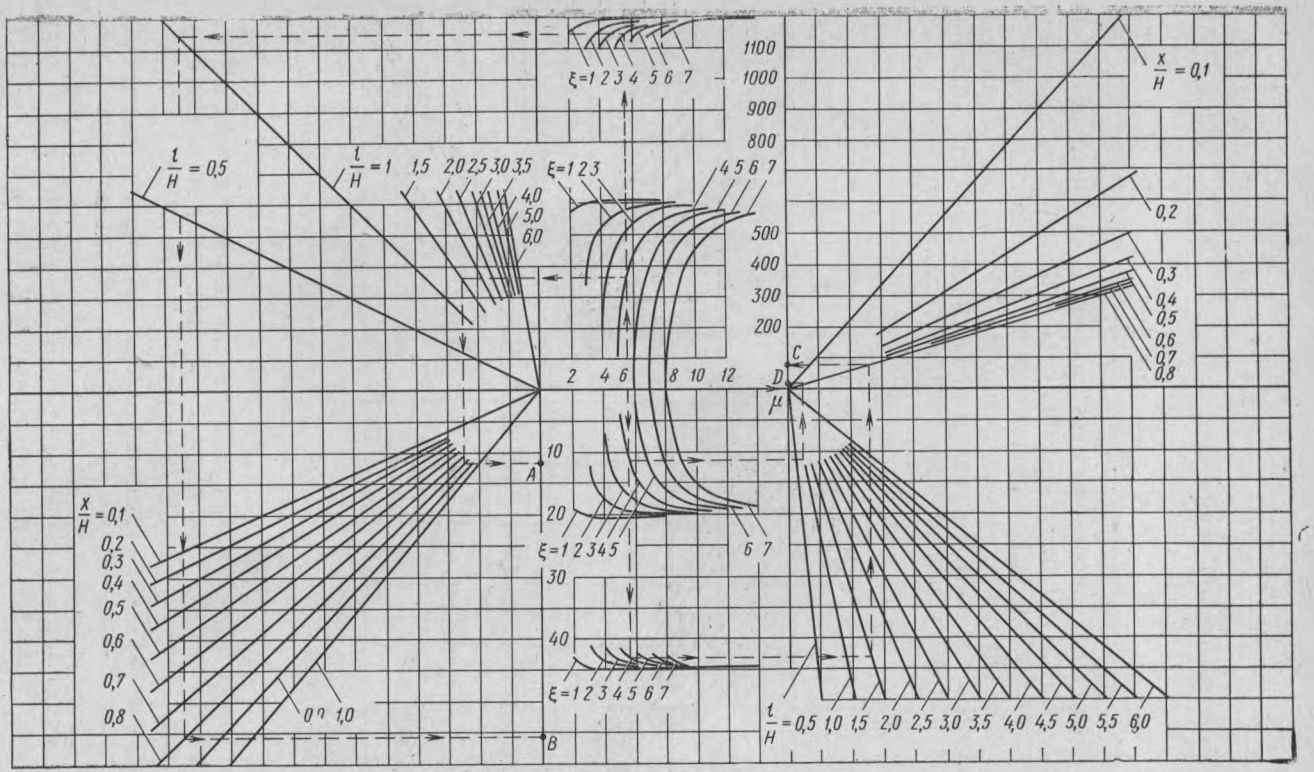


Рис. 13. Номограмма функции $\overline{\Phi}(x)$ для треугольной составляющей эпюры $p(x, 0)$

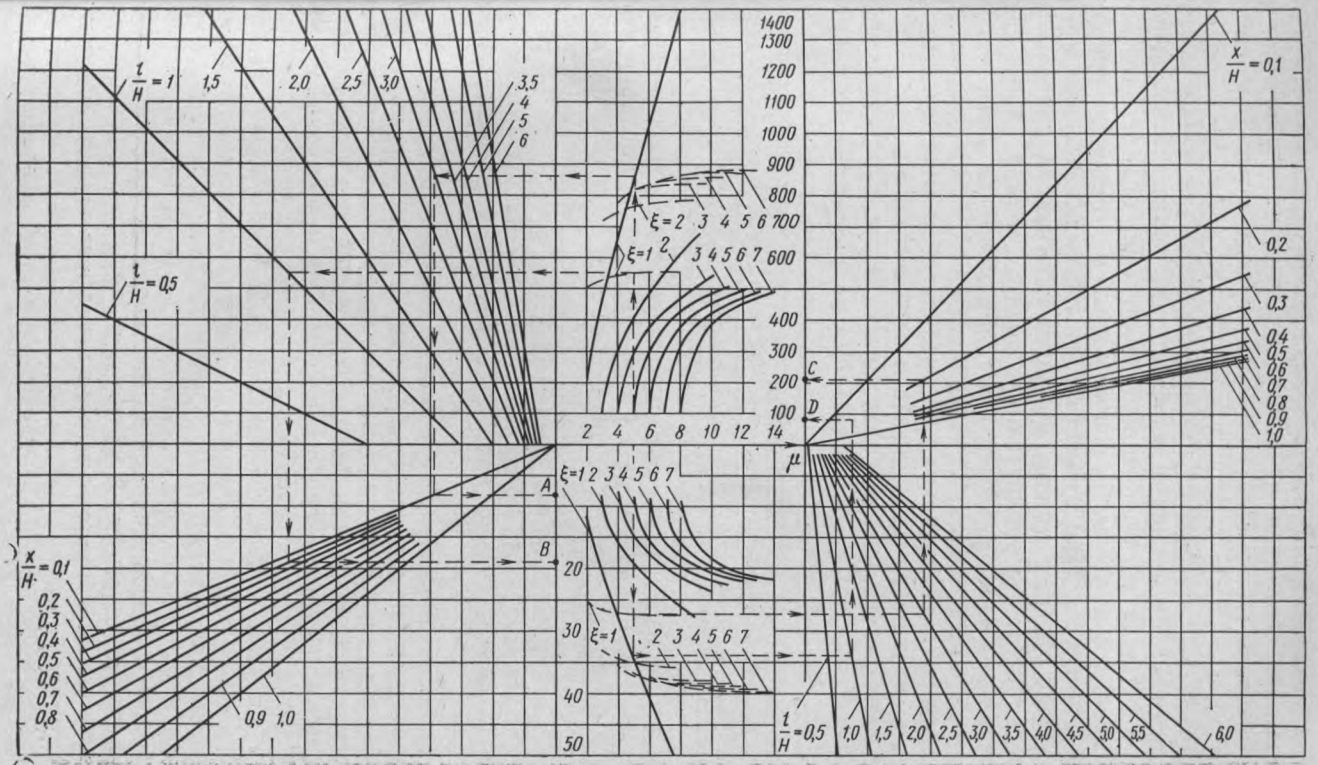


Рис. 14. Номограмма функции $\overline{\Phi(x)}$ для прямоугольной составляющей эпюры $p(x, 0)$

Основанием для отнесения грунтов к ползучим служат результаты испытаний образцов ненарушенной структуры в стабилизированном состоянии на ползучесть при объемном сдвиге. Когда вязкость ползучего грунта в периоде установившейся ползучести $\eta \geqslant 1$ ГПа·сут, проверку тонких подпорных стенок на длительную прочность с учетом ползучести основания можно не проводить. Нормативный коэффициент вязкости ползучего грунта в периоде установившейся ползучести определяют, как правило, опытным путем с использованием образцов ненарушенной структуры. При отсутствии опытных данных для предварительных расчетов тонких подпорных стенок на длительную прочность на стадии технического проекта можно принимать следующие значения η (МПа·сут): для ползучих глин мягкопластичной консистенции 23, тугопластичной консистенции 35. Приведены средние значения η по результатам многочисленных опытов, выполненных различными исследователями.

Значения коэффициента податливости постели подстилающего неползучего грунта[1] $k_п$ (МПа) при напряженном состоянии, близком к предельному:

Песок средней плотности, глина влажная	0,15—0,20
Песок плотный, глина маловлажная	0,25—0,30
Плотный суглинок, супесь	0,30—0,35
Глина твердая, галечник	0,75—1,00

Некоторые из этих значений получены в процессе натурных экспериментов, выполненных на специальном стенде, другие на основе имеющихся данных о значениях коэффициента податливости постели для напряженного состояния, отвечающего начальной стадии загружения стенки [58].

Расчет тонкостенных причальных набережных на длительную прочность целесообразно проводить на действие нормативных нагрузок.

Для обоснованного решения задач, связанных с определением характера и времени проведения усиления тонкостенных причальных сооружений, следует выполнить реологические расчеты для нескольких возрастов таких сооружений и по полученным результатам построить график нарастания напряжений в элементах конструкции во времени.

Для примера на рис. 15 показан подобный график для одноанкерного больверка. Нанося на график значения предельно допустимых напряжений в материале шпунта и анкерных тяг, можно найти срок службы сооружения $t_{сл}$ и на этой основе решить вопрос о необходимости выполнения тех или иных мероприятий по его усилению. В приведенном примере долговечность набережной лимитируется несущей способностью шпунта, кото-

[1] Не следует смешивать с коэффициентом постели (коэффициентом упругого сжатия основания), который измеряется в ньютонах на кубический метр.

рая окажется исчерпанной раньше, чем несущая способность анкерных тяг.

Для решения вопроса о сроках проведения усиления набережных на основе графика, приведенного на рис. 15, целесообразно построить график изменения допускаемых нагрузок на причал во времени (рис. 16). Например, если необходимо, что-

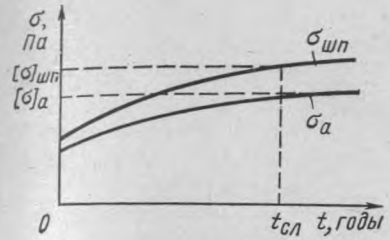


Рис. 15. График нарастания во времени напряжений σ в несущих элементах набережной в виде одноанкерного больверка на ползучем основании ($\sigma_{шп}$ и $\sigma_а$ — напряжения в шпунте и анкерных тягах)

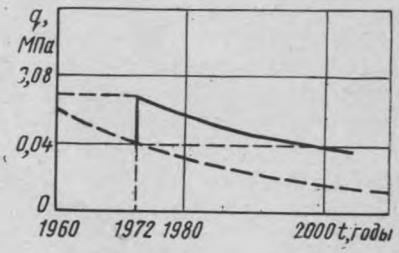


Рис. 16. График изменения допускаемых нагрузок на причал во времени (штриховая линия — до усиления, сплошная — после усиления)

бы сооружение в 2000 г. могло воспринять нагрузку $q=0{,}04$ МПа, то в 1972 г. его следовало усилить таким образом, чтобы сразу после усиления оно обладало способностью воспринять нагрузку $q=0{,}07$ МПа.

3. ВЛИЯНИЕ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

Бетонные и железобетонные конструкции. Разупрочнение и коррозия бетона, возникающие при определенного рода неблагоприятных воздействиях окружающей среды и режима эксплуатации, во многих случаях были причинами повреждений портовых, судоходных и других сооружений.

Так, причиной повреждений причальной набережной Пермского порта, представляющей по конструкции массивную бетонную стенку на деревянном ряже (рис. 17), явилось агрессивное воздействие перерабатываемой на причале поваренной соли. На поперечном разрезе стенки нанесены изолинии и приведены значения действительной прочности бетона (МПа), построенные по результатам испытания выбуренных образцов.

Повреждения возникли практически на всем протяжении набережной. Так, в месте сопряжения бетонной стенки с ряжем поверхностные повреждения (выколы) достигали 2 м по высоте и более 1 м по глубине, что составило примерно 20% ширины

стенки. Степень ослабления конструкции достигла такого уровня, что на одном из ее участков возникла аварийная ситуация.

Например, глубина разрушения лицевой поверхности бутобетонной стенки, образующей морскую причальную набережную (рис. 18), достигла 1,5 м и составила ≈30% ширины стенки в рассматриваемом сечении. Причиной повреждения явилось агрессивное воздействие морской воды.

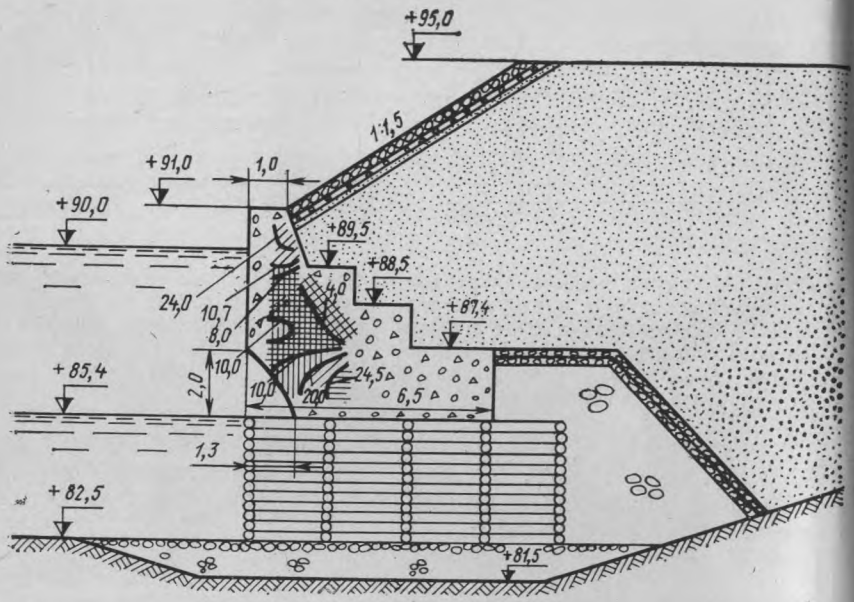


Рис. 17. Характер повреждений причальной набережной Пермского порта (размеры в метрах)

Специфический характер носят повреждения железобетонных безраспорных причальных сооружений. Чаще всего они возникают в зоне заделки свай в ростверк (рис. 19).

Приведенные примеры далеко не исчерпывают имеющихся многочисленных случаев повреждения портовых гидротехнических и береговых сооружений в результате воздействия на них окружающей среды.

Разные факторы окружающей среды влияют на бетонные и железобетонные конструкции качественно различным образом. Так, влажность воздуха и содержание двуокиси углерода в воздухе — благоприятные условия для упрочнения во времени бетона. Эти же условия отрицательно влияют на железобетон, так как вызывают карбонизацию защитного слоя бетона, что влечет за собой снижение его защитных свойств и коррозию арматуры.

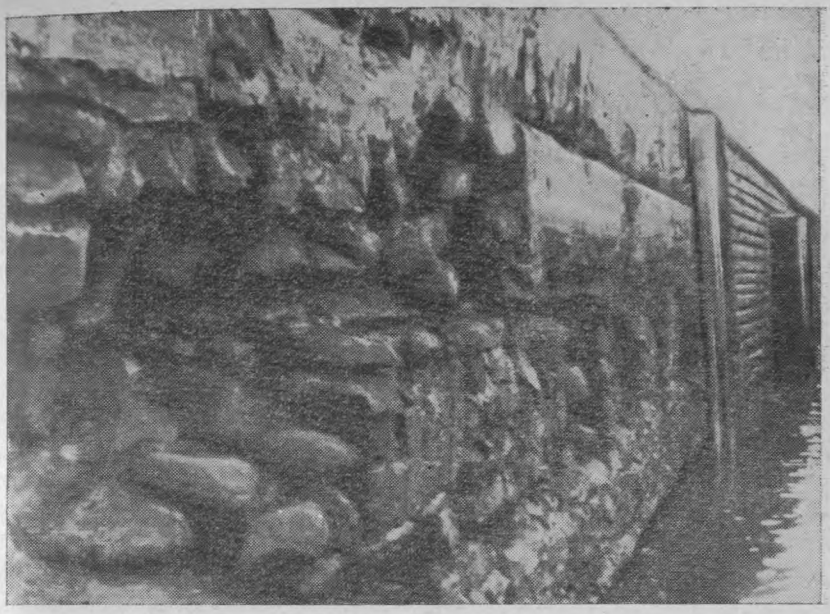


Рис. 18. Характер повреждений причальной набережной Мурманского порта



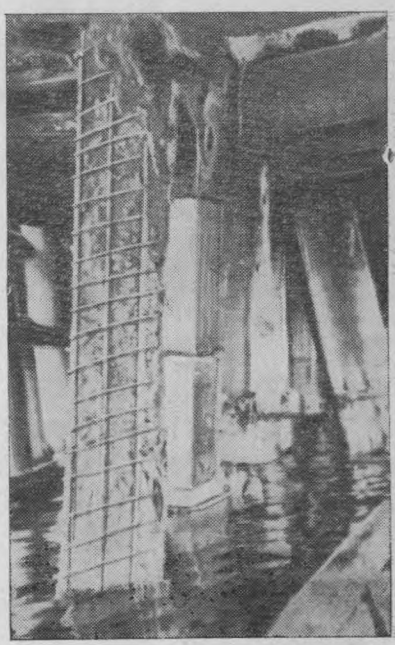


Рис. 19. Повреждение свай безраспорной причальной набережной:
а (слева) — в зоне заделки свай в ростверк; *б (справа)* — по высоте

Процессы коррозии бетона принято делить на три группы: растворение и вынос водой компонентов бетона; вынос из цементного камня растворимых соединений (извести) водой, содержащей вещества, усиливающие этот процесс (к таким веществам относятся двуокись углерода, растворенные в воде кислоты, хлористый натрий и т. п.); образование и кристаллизация в теле бетона новых соединений в результате реакций между компонентами бетона и веществами, содержащимися в агрессивной среде. Последний вид коррозии характерен для случаев воздействия на бетон сернокислых солей — сульфатов.

В процессе эксплуатации транспортных гидротехнических сооружений возникает необходимость оценивать степень агрессивности воды (в акваториях и грунтовой) по отношению к бетону. Для оценки степени агрессивности воды опытным путем определяют следующие основные показатели: кислотность, выражаемую водородным показателем pH[1] (табл. 1); карбонатную жесткость; содержание агрессивной двуокиси углерода, сульфатов, магния; общее содержание солей.

Таблица 1

Плотность бетона	Значение показателя pH при агрессивности воды					
	слабой	средней	сильной	слабой	средней	сильной
	Открытый водоем или грунты с коэффициентом фильтрации более 0,1 м/сут			Грунты с коэффициентом фильтрации менее 0,1 м/сут		
Нормальная	6,5—6	6—5	—	5—4	4—3	—
Повышенная	6—5	5—4	<4	5—4	4—3	<3
Особая	5—4	4—2	<2	4—3	3—2	<2

Кислотная агрессивность воды приводит, как правило, к сравнительно быстрому снижению несущей способности причальных набережных.

Стойкость бетона к действию различных кислот устанавливается не только по показателю pH, но и по химическому составу среды. Некоторые кислоты не разрушают бетон, а даже способствуют повышению его стойкости. Так, кремнефтористоводородная кислота при взаимодействии с известью образует нерастворимые стойкие соединения — фтористый кальций и кремнекислый кальций.

Показатели плотности бетона в соответствии с СНиП II-28-73 определяют по табл. 2.

Карбонатная жесткость воды, характеризуемая содержанием бикарбонатов кальция и магния, является положительным фак-

[1] Водородный показатель — безразмерная величина, равная отрицательному десятичному логарифму концентрации ионов водорода в растворе. Для воды, не содержащей кислоты, pH=7, при слабой кислотности pH=4÷6, у более концентрированных растворов сильных кислот pH=1÷2. Для растворов щелочей pH>7.

Таблица 2

Плотность бетона	Показатели плотности бетона		
	Водоцементное отношение	Марка бетона по водонепроницаемости	Численное значение показателя плотности
Нормальная	0,60—0,55	В-4	0,82—0,85
Повышенная	0,54—0,55	В-6	0,86—0,90
Особая	<0,45	В-8	>0,90

тором для стойкости бетона, так как соли кальция и магния образуют труднорастворимые карбонаты. Вода, не содержащая двууглекислых солей кальция и магния, агрессивна по отношению к бетону, поскольку она способна растворять компоненты цементного камня.

Сульфатная коррозия бетона портовых гидротехнических сооружений имеет место зачастую при переработке в порту химических грузов. Причальные сооружения при этом подвергаются агрессивным воздействиям сульфатов — сернокислых солей. К числу сернокислых солей, встречающихся в природе, относятся сернокислый кальций (гипс), сернокислый натрий и сернокислый магний. Сущность механизма разрушения бетона вследствие агрессивности сульфатов заключается в следующем. Ионы сульфата проникают в глубь цементного камня и реагируют с гидроалюминатом кальция. При этом происходит увеличение объема твердой фазы, в результате чего в бетоне возникают внутренние напряжения, стремящиеся расширить его, и образуются трещины. Разрушение бетона под действием сульфатов тем интенсивнее, чем он более порист и проницаем.

Коррозия бетона в морской воде происходит в основном вследствие воздействия растворенных в воде солей на минералы, составляющие цементный камень. При этом наибольшее значение имеет коррозия от действия на цементный камень сернокислого и хлористого магния [23].

Бетон на портландцементе неизбежно подвергается в морской воде химическому разрушению, скорость которого зависит от плотности бетона. Сравнительно быстрое разрушение бетона в морской воде (за период около 10 лет) обычно наблюдается лишь при пониженной плотности бетона.

Если конструкция возведена из плотного бетона, его химическое перерождение обусловливается прежде всего магнезиальной коррозией. При этом свободный объем пор заполняется гидратом окиси магния, который препятствует дальнейшему проникновению сульфатов в глубь бетона.

При одновременном действии на сооружения, находящиеся в морской воде, попеременного замораживания и оттаивания интенсивность разрушения бетона возрастает в значительной сте-

пени. Для определения показателя термической агрессивности внешней среды по отношению к бетонным и железобетонным морским гидротехническим сооружениям A согласно Временным техническим указаниям Минморфлота СССР [13] рекомендуется формула

$$A = (t_1 - t_2)\, n_г\, k_з, \qquad (19)$$

где t_1 — наивысшая среднемесячная температура воды за морозный период (по многолетним данным);

t_2 — наинизшая среднемесячная температура воздуха за морозный период (по многолетним данным);

$n_г$ — число смен горизонтов воды (циклы замораживания и оттаивания за морозный период для данного участка по высоте сооружения);

$k_з$ — коэффициент, характеризующий «жесткость» цикла замораживания и оттаивания для данного участка по высоте сооружения (табл. 3).

Таблица 3

Продолжительность, ч		$k_з$	Продолжительность, ч		$k_з$
замораживания	оттаивания		замораживания	оттаивания	
12	12	0,857	13	11	0,785
11	13	0,928	14	10	0,714
10	14	1,0	15	9	0,643
9	15	0,9	16	8	0,571
8	16	0,8	17	7	0,500
7	17	0,7	18	6	0,428
6	18	0,6	19	5	0,357
5	19	0,5	20	4	0,286
4	20	0,4	21	3	0,214
3	21	0,3	22	2	0,143
2	22	0,2	23	1	0,071
1	23	0,1	24	0	0
0	24	0			

В зависимости от значения показателя агрессивности внешней среды A проводят необходимые мероприятия по обеспечению долговечности элементов сооружений (табл. 4).

Магнезиальная коррозия бетона обычно сопутствует другим видам коррозии. При химическом взаимодействии сернокислого магния с известью (гидратом окиси кальция) образуется труднорастворимое соединение — гидрат окиси магния. Если раствор магнезиальной соли проникает в поры цементного камня, то в первый период бетон уплотняется и его прочность может даже повыситься, а затем прочность падает в результате действия ионов магния и сульфата.

Коррозия кристаллизации может иметь место у сооружений, частично погруженных в минерализованную воду и имеющих открытую испаряющую поверхность. Возможно разрушение бетона из-за накопления в его порах солей, их кристаллизации и

Таблица 4

Значение показателя агрессивности среды A	Гидрометеорологические условия службы сооружения	Группа агрессивности внешней среды	Мероприятия по обеспечению долговечности элементов сооружений	
			железобетонных	бетонных
0—200	Мягкоумеренные	$A_{м.у}$	Применение обычных и сульфатостойких портландцементов. (Бетон Мрз-100 без специальных мер защиты)	Применение обычных и сульфатостойких портландцементов. (Бетон Мрз-50 без специальных мер защиты)
200—1000	Умеренные	$A_у$	Применение специальных среднеалитовых низкоалюминатных портландцементов. (Бетон Мрз-200 без специальных мер защиты)	Применение обычных портландцементов с пониженным содержанием С3А (до 8%) и портландцементов с умеренной экзотермией. (Бетон Мрз-150 без специальных мер защиты)
1000—3000	Суровые	$A_с$	Применение среднеалитовых низкоалюминатных портландцементов. (Бетон Мрз-300. Защитный слой бетона не менее 5 см.) Защита частей сооружения в наиболее опасной зоне (между отметками прилива и отлива, соответствующими $k_з=0{,}5$)	Применение среднеалитовых низкоалюминатных портландцементов. (Бетон Мрз-200)
>3000	Особо суровые	$A_{о.с}$	Применение среднеалитовых низкоалюминатных портландцементов. (Бетон Мрз-300. Защитный слой бетона не менее 5 см. Защита сооружения по всей высоте зоны переменного уровня)	Применение среднеалитовых низкоалюминатных портландцементов. (Бетон Мрз-300. Защитный слой бетона не менее 5 см. Защита сооружений по всей высоте зоны переменного уровня)

дальнейшего перехода в кристаллогидраты с высоким содержанием воды. При этом происходит увеличение объема бетона и, как следствие, возникновение в нем трещин.

Вода считается агрессивной по коррозии кристаллизации, если содержание в ней растворимых солей превышает 10 г/л — для бетона нормальной плотности, 20г/ л — для бетона повышенной плотности и 50 г/л — для особо плотного бетона.

Разупрочнение бетона в результате выщелачивания (растворения водой компонентов, составляющих бетон) во многих случаях приводит с течением времени к заметному снижению несущей способности сооружения.

Из компонентов затвердевшего цементного камня наибольшей растворимостью обладают известь и гипс. Гидросиликаты и гидроалюминаты кальция, определяющие прочность цементного камня, при действии воды отделяют часть извести и присоединяют воду. При этом они могут устойчиво существовать, если в окружающей среде известь содержится в концентрации меньшей, чем концентрация насыщенного раствора извести. Наибольшую опасность выщелачивание представляет в тех случаях, когда через бетон идет напорная фильтрация.

Практически срок службы эксплуатируемого бетонного транспортного гидротехнического сооружения при наличии выщелачивания бетона (сут)

$$t_{сл} = \frac{7{,}5 \cdot 10^{-10}\, Ц\, L_ф^2}{k_ф\, H_г\, c_и}, \qquad (20)$$

где $Ц$ — содержание цемента, г/л;
$L_ф$ — путь фильтрации, см;
$k_ф$ — коэффициент фильтрации, см/с;
$H_г$ — гидростатический напор, см;
$c_и$ — средняя концентрация извести в воде, г/см^3.

В формуле (20) принято условие, что удаление из бетона 10% извести не ухудшает его механических свойств (в портландцементе доля содержания негашеной извести составляет примерно 0,65) [24].

Пример. Проверить срок службы монолитной бетонной стенки причальной набережной, подверженной действию гидростатического напора грунтовой воды, равного 300 см. Толщина стенки в расчетном сечении 80 см, содержание в бетоне цемента 300 г/л.

Принимая $c_и = 0{,}2$ г/л и $k_ф = 1 \cdot 10^{-6}$ см/с, по формуле (20)

$$t_{сл} = \frac{7{,}5 \cdot 10^{-10} \cdot 300 \cdot 80^2}{1 \cdot 10^{-6} \cdot 300 \cdot 2 \cdot 10^{-4}} = 24\,000 \text{ сут } (\approx 66 \text{ лет}).$$

При проверке долговечности бетонных и железобетонных транспортных гидротехнических сооружений по условию выщелачивания бетона необходимо учитывать динамику изменения гидростатического напора воды на них. Так, у причальных набережных в портах на водохранилищах гидростатический напор

грунтовой воды появляется обычно лишь в межнавигационный период при сработках водохранилищ.

В процессе эксплуатации железобетонных транспортных гидротехнических сооружений следует принимать во внимание возможность коррозии не только бетона, но и арматуры. В обычных условиях водный раствор, заполняющий поры цементного камня, имеет водородный показатель pH=12,2÷13. В таком растворе арматурная сталь пассивирует и коррозии не подвергается. Иными словами, при удовлетворительном состоянии защитного слоя бетона опасность коррозии арматуры, как правило, отсутствует. Если же бетон теряет защитные свойства (например, в результате карбонизации входящей в него извести) и значение pH в нем снижается примерно до 9, создаются условия для коррозии арматуры.

При неповрежденном защитном слое бетона интенсивная коррозия арматуры возможна в том случае, если в бетон попадают ионы хлора, вызывающие электрохимический процесс раззложения стали в щелочной среде. Указанное обстоятельство необходимо учитывать при переработке на причалах химических грузов, содержащих хлористые соли.

Арматура транспортных гидротехнических сооружений может также подвергаться коррозии в результате действия блуждающих токов. Электрокоррозия представляет собой процесс электролиза, в котором одним из электродов является арматура конструкции, другим — земля, а электрической средой служат окружающие арматуру бетон и грунт. Если арматура становится анодом, начинается растворение металла и окисление его в приэлектродном пространстве. Электрокоррозия арматуры под действием блуждающих токов наиболее опасна для конструкций, имеющих значительную протяженность.

Стальные конструкции. Сталь широко применяется в транспортном гидротехническом строительстве. Например, большинство причальных сооружений в портах наиболее крупного Волжского речного бассейна построено из стали. В таких речных портах, как Казанский, Ярославский, Ульяновский, Рыбинский, Саратовский и ряде других, все причальные набережные больверкового типа стальные. ЛИВТом проведены измерения коррозионного уменьшения толщины шпунтовой стенки причальной набережной Ульяновского речного порта за 8 лет (табл. 5).

Таблица 5

Высота точки измерения над уровнем воды (50% обеспеченности), м	2,23	1,23	0,23	—0,77	—1,77
Коррозионное уменьшение толщины шпунта, мм	0,5—1	1,2—1,5	1,5—1,8	1—1.5	0,5—1,2

В процессе исследований было проведено просверливание стенки в трех створах — в пяти точках по высоте каждого створа. При начальной толщине шпунта 14,8 мм (шпунт «Ларсен IV-н») наибольшая глубина коррозии составила 1,8 мм. Наиболее интенсивная коррозия зафиксирована в зоне переменного уровня воды. Приведенный пример подтверждает важность учета фактора коррозии стальных конструкций гидротехнических сооружений.

В табл. 6 приведены результаты оценки скорости коррозии металлических элементов набережных в четырех портах по данным натурных исследований ЛИВТа.

Таблица 6

Набережная порта	Срок службы, годы	Наибольшая коррозия, мм	Наибольшая скорость коррозии, мм/год
Ульяновского речного (шпунт «Ларсен IV-н»)	8	1,8	0,225
Рыбинского речного (шпунт «Ларсен IV-н»)	9	1,3	0,144
Горьковского речного (шпунт «Ларсен IV-н»)	14	1,2	0,086
Ейского морского (арматура ростверка)	18	4,0	0,222

По механизму протекания коррозионного процесса различают химическую и электрохимическую коррозии металла. Второй вид коррозии часто наблюдается у конструкций, погруженных в морскую, пресную воду или во влажный грунт. В условиях жаркого климата наблюдается биокоррозия стали — электрохимическое разрушение, протекающее при участии микроорганизмов.

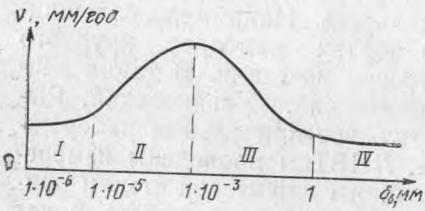


Рис. 20. График зависимости скорости коррозии металла от толщины слоя влаги на его поверхности:
I, II, III, IV — зоны соответственно сухой, влажной, мокрой коррозии и коррозии при полном погружении элемента конструкции

В зависимости от влажности атмосферы, где находится металл, различают следующие виды коррозии: сухую (влага на поверхности металла отсутствует); влажную (на поверхности металла слой влаги толщиной от $1 \cdot 10^{-5}$ до $1 \cdot 10^{-3}$ мм); мокрую (на металле пленка влаги толщиной до 1 мм).

Скорость коррозии металла V зависит от толщины слоя влаги $\delta_в$ на его поверхности (рис. 20). Для портовых гидротехнических сооружений важное значение имеет то обстоятельство, что скорость мокрой коррозии понижается с увеличением тол-

щины слоя влаги вследствие затруднения диффузии кислорода к металлу. При значительном утолщении слоя влаги скорость коррозии практически не изменяется, так как толщина эффективного диффузионного слоя остается постоянной. В этом случае мокрая коррозия соответствует коррозии стали при ее полном погружении.

Скорость грунтовой коррозии металлов определяется динамикой анодных и катодных процессов, а также омическим сопротивлением среды.

Для оценки интенсивности коррозии металла $П$ (мм/год) можно пользоваться соотношением

$$П = (K/\delta)\,10^{-3}, \qquad (21)$$

где K — потеря массы металла в течение года, кг/(м²·год);
δ — плотность металла, кг/м³.

В химической промышленности принята десятибалльная шкала для оценки коррозионной стойкости металлов по ГОСТ 13819—68 (табл. 7).

Таблица 7

Группа стойкости металлов	Скорость коррозии, мм/год	Баллы
1 — совершенно стойкие	Менее 0,001	1
2 — весьма стойкие	Свыше 0,001—0,005	2
	» 0,005—0,01	3
3 — стойкие	» 0,01—0,05	4
	» 0,05—0,1	5
4 — пониженностойкие	» 0,1—0,5	6
	» 0,5—1,0	7
5 — малостойкие	» 1,0—5,0	8
	» 5,0—10,0	9
6 — нестойкие	» 10,0	10

Примечание. Под скоростью коррозии следует понимать проникновение коррозии в глубину металла, которую рассчитывают по потере массы металла после удаления продуктов коррозии.

Коррозионную активность грунтов можно оценить по их удельному электрическому сопротивлению (табл. 8), поскольку оно зависит от влажности грунта и содержания в нем растворимых солей. В грунтах с большим удельным сопротивлением (где мало солей и влаги) коррозия развивается слабо, в грунтах с малым удельным сопротивлением — интенсивно.

Таблица 8

Удельное электрическое сопротивление, Ом·м	5	5—10	10—20	20—100	> 100
Степень коррозионной активности грунта	Особо высокая	Высокая	Повышенная	Средняя	Низкая

Результаты определения коррозионной активности грунта необходимы для проведения антикоррозионных мероприятий и для перспективного планирования сроков усиления и ремонта сооружений.

4. СНИЖЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СООРУЖЕНИЙ ВСЛЕДСТВИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ ПОВРЕЖДЕНИЙ

Основными причинами механических повреждений портовых сооружений являются удары и навалы судов, ледовые воздействия, нагрузки от взрывов, осуществляемых на причалах для рыхления штабелей слеживающихся навалочных грузов. Повреждения такого рода могут иметь характер вмятин, трещин, изломов, выколов, быть протяженными или локальными.

Удары судов способны вызвать сквозные трещины в железобетонном шпунте и лицевых панелях набережных уголкового типа, нарушить узлы крепления анкерных тяг к лицевым стенкам набережных; они приводят к возникновению каверн и выколов в массивных гравитационных стенках. К таким же последствиям приводят ледовые нагрузки в ряде портов Крайнего Севера в период паводков. Ледовые нагрузки в портах умеренной полосы опасны для свайных опор безраспорных набережных. Последние часто повреждаются при ледоходах.

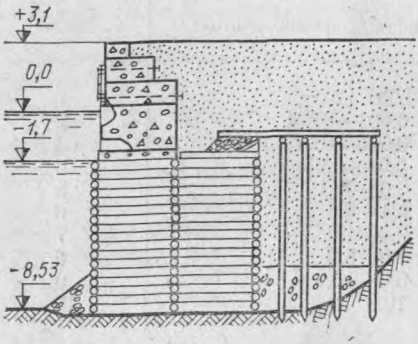


Рис. 21. Массивная бетонная стенка с глубоким повреждением в зоне переменного уровня воды

Особенно значительные повреждения возникают при совместном действии механических факторов и факторов окружающей среды. Например, глубокое повреждение массивной стенки причальной набережной Ленинградского порта (рис. 21) — результат воздействия агрессивной водной среды в сочетании с механическими воздействиями.

Большое количество повреждений тонкостенных железобетонных причальных сооружений возникает в основном при ударах судов. Типичное повреждение лицевых элементов тонкостенной причальной набережной (рис. 22) имело место в Тольяттинском порту, где причальная набережная представляет собой по конструкции уголковую стенку из тавровых железобетонных элементов. Многочисленные повреждения такого же рода получили многие причальные набережные из железобетонного шпунта таврового профиля, установленного полками в сторону аквато-

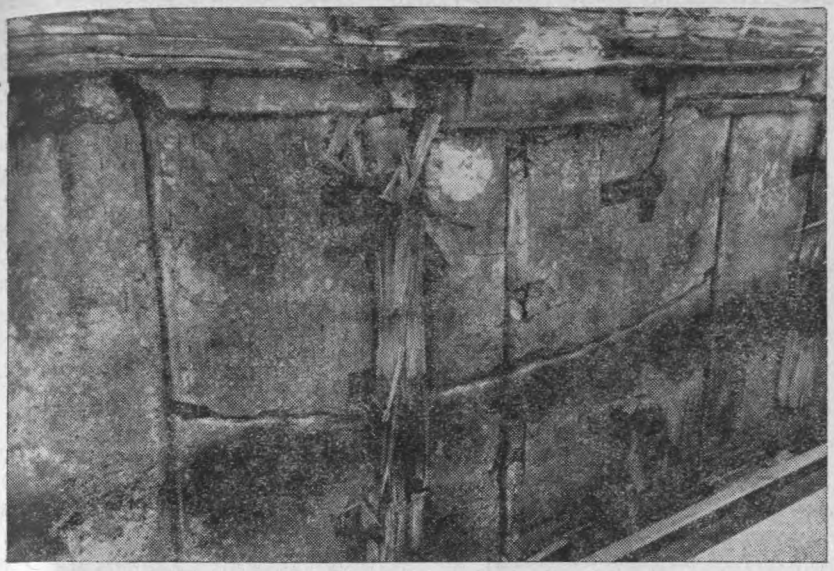


Рис. 22. Тонкостенная причальная набережная Тольяттинского порта с повреждением лицевых элементов





Рис. 23. Характерные повреждения стен сухих доков:
а (слева) — протяженное; *б (справа)* — глубокое узкое щелевого типа

рии. (Такие же конструкции, у которых шпунт установлен ребрами к акватории, гораздо более стойки к воздействию нагрузок от швартующихся судов. Об этом свидетельствует, в частности, практика эксплуатации целого ряда набережных, построенных на Днепре в период с 1930 по 1935 гг.).

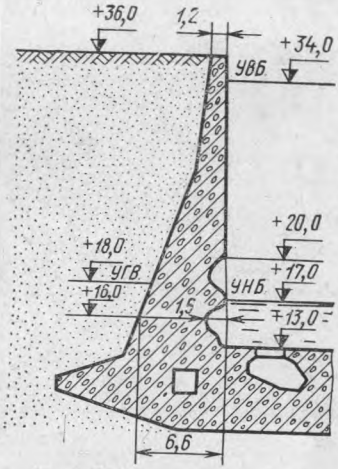


Рис. 24. Железобетонная стенка камеры шлюза с глубоким повреждением (размеры в метрах)

Повреждение свайной опоры безраспорного причального сооружения (см. рис. 19, *а*) — также результат действия агрессивной окружающей среды и нагрузок от судов. Глубокие поверхностные повреждения зачастую получают стенки сухих доков на судоремонтных и судостроительных предприятиях (рис. 23).

Такие судоходные гидротехнические сооружения, как шлюзы, плотины и т. п., также часто получают с течением времени местные повреждения и ослабления. В качестве примера можно указать на глубокое повреждение нижней части стены шлюза на участке протяженностью 12 м (рис. 24). Наибольшая глубина повреждения в сечении, удаленном от верха стены на 20 м, составляла 1,5 м. Глубина повреждения составила 23% общей высоты сечения стенки, в результате чего способность стенки воспринимать изгибающий момент существенно уменьшилась. Глубина повреждений одной из крупных плотин достигала 0,8 м. Причина их — кавитация.



Рис. 25. Характерные разрушения элементов конструкций судоходных гидротехнических сооружений

Разрушаются пороги шлюзов (рис. 25, *слева*). Распространены разрушения штрабного бетона (рис. 25, *справа*). Одним из наиболее часто встречающихся видов повреждений на шлюзах является разрушение плит-оболочек, облицовывающих стены камер. Такие разрушения, нарушающие внешний вид стенок, обычно не приводят к значительному снижению их несущей способности.

К числу элементов судоходных шлюзов, которые подвергаются интенсивному воздействию шлюзуемых судов и часто получают повреждения, относятся причальные стенки.

Повреждение причальной стенки в нижнем подходном канале шлюза на протяжении 300 м привело к тому, что причальная стенка была выведена из эксплуатации. Глубина разрушений на отдельных участках достигала 3,5 м (при ширине стенки 4,7 м).

5. ЗАЩИТА СООРУЖЕНИЙ ОТ МЕХАНИЧЕСКИХ ПОВРЕЖДЕНИЙ И АГРЕССИВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

Защита сооружений от механических повреждений. Усиление и ремонт портовых сооружений требуют в большинстве случаев значительных средств и зачастую связаны с необходимостью вывода их из эксплуатации. В этой связи большое значение имеет увеличение продолжительности межремонтных периодов, что может быть достигнуто путем осуществления специальных мероприятий в процессе эксплуатации сооружений. К числу таких мероприятий относится защита сооружений от механических повреждений.

Причальные набережные наиболее часто подвергаются нагрузкам от ударов и навалов судов. Эффективная защита их обеспечивается применением надежных отбойных устройств.

Выбор типа отбойного устройства зависит от тоннажа судов, конструкции набережной и гидрологических условий акватории или прибрежной зоны. К отбойным устройствам, устанавливаемым на грузовых причальных набережных, предъявляется единственное требование — гашение энергии навалов и ударов судов, на пассажирских причальных и городских набережных к нему добавляются эстетические критерии.

Простейшие отбойные устройства — деревянные рамы (рис. 26, *а* и *б*) и пакеты из брусьев (рис. 26, *в*). Они могут иметь горизонтальный (рис. 26, *а* и *в*) и вертикальный (рис. 26, *б*) отбойные пояса. Горизонтальный пояс применяется на причалах, принимающих морские суда, вертикальный — на причалах, принимающих речные суда. Невозможность использования на речных причалах рам с горизонтальным поясом объясняется наличием у большинства речных судов специального выступа вдоль бортов, так называемого «обносного бруса».

Рамы выполняют обычно из деревянных брусьев, размеры сечения которых от 0,2×0,2 до 0,24×0,24 м. Брусья прикрепляют к стенке и скрепляют между собой закладными и обычными болтами и накладками из стальных уголков. Деревянные отбойные рамы имеют достаточно длительный срок службы на причалах, обслуживающих малотоннажные суда. При швартовке судов большого водоизмещения рамы быстро (обычно в течение навигации) изнашиваются.

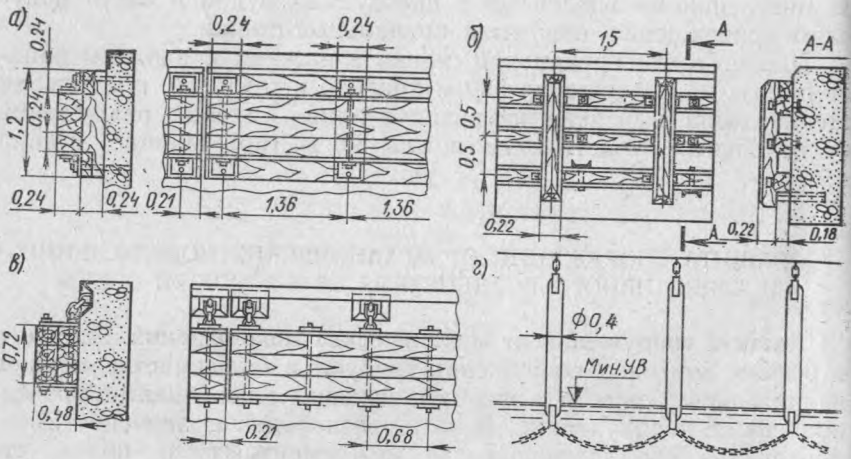


Рис. 26. Деревянные отбойные устройства (размеры в метрах)

Наряду с рамами и пакетами применяют отбойные устройства из навешиваемых вертикально или наклонно бревенчатых кранцев (рис. 26, *г*). Долговечность их также невелика, однако возможность быстрой замены делает кранцы в большинстве случаев более удобными.

При отрыве отдельных брусьев отбойных рам в стенке остаются закладные болты, которые способны нанести повреждения швартующемуся судну. Отбойные устройства в виде бревенчатых кранцев не имеют этого недостатка.

Наилучшими являются отбойные устройства со специальными упругоподатливыми амортизаторами, гасящими энергию ударов и навалов судов. Простейший тип таких устройств — автопокрышки или гирлянды из них. Автопокрышки заполняют кордом, который получают, разрезав часть из них, и навешивают на цепях чаще всего попарно в один ряд (рис. 27, *а*) или в несколько рядов. Как показывает практика, одним из лучших отбойных устройств для грузовых причалов являются тракторные покрышки большого диаметра, обладающие высокой упругостью и обеспечивающие хороший контакт с корпусом судна.

Получили распространение отбойные устройства в виде пакетов деревянных брусьев (рис. 27, *б*) и брусчатых щитов (рис. 27, *в*), опирающихся на автопокрышки. При наличии на лицевой плоскости стенки выступов иногда используют покрышки различных диаметров.

На некоторых речных грузовых набережных навешены отбойные рамы из стальных труб, опирающиеся на амортизаторы из автопокрышек (рис. 27, *г*). Трубы диаметром 299 мм запол-

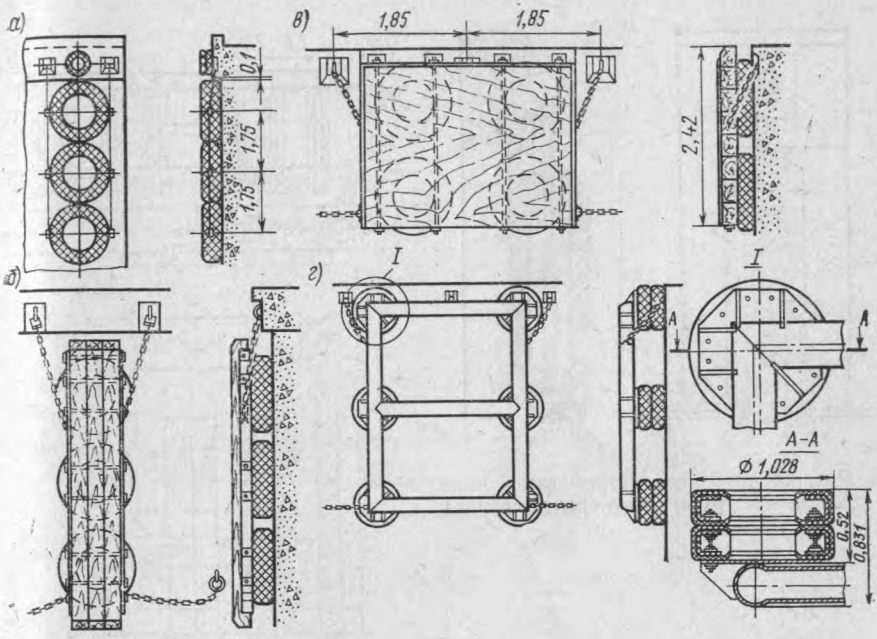


Рис. 27. Отбойные устройства с амортизаторами (размеры в метрах)

нены бетоном и сварены, автопокрышки крепятся к специальным стальным опорным плитам на раме. Рамы навешены на цепях, в межнавигационный период их снимают и хранят на территории причала.

Существуют и другие разновидности отбойных устройств с амортизаторами из автопокрышек. Так, при незначительных колебаниях уровней воды иногда применяют узкие горизонтальные пакеты из брусьев, опирающихся на автопокрышки.

Для пассажирских причалов и городских набережных в качестве отбойных устройств целесообразно использовать специальные трубы из литой резины (рис. 28), которые обладают высокой упругостью и износостойкостью. Применение таких труб позволяет обеспечить хороший внешний вид сооружения, их можно устанавливать и поверх имеющейся декоративной обли-

цовки лицевой плоскости стенки. Трубы диаметром 400 мм (длина отрезков 2 м) и 300 мм (длина отрезков 3 м) выпускают в соответствии с ТУ 38-105376—72. Навеска коротких труб *1* осуществляется посредством пропускаемого через них стального стержня *4*, прикрепляемого к закладным скобам *3* на стенке. Нижние концы труб (проушины *5*) обычно связаны стальными канатами или цепями *2*, которые тоже прикрепляются к закладным элементам. Длинные трубы могут состоять из нескольких секций, нанизываемых на стальные полосы или канаты.

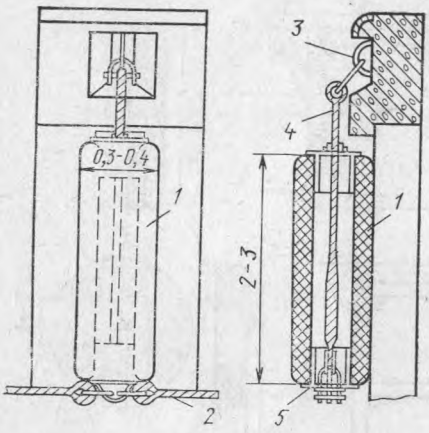


Рис. 28. Отбойное устройство в виде резиновой трубы (размеры в метрах)

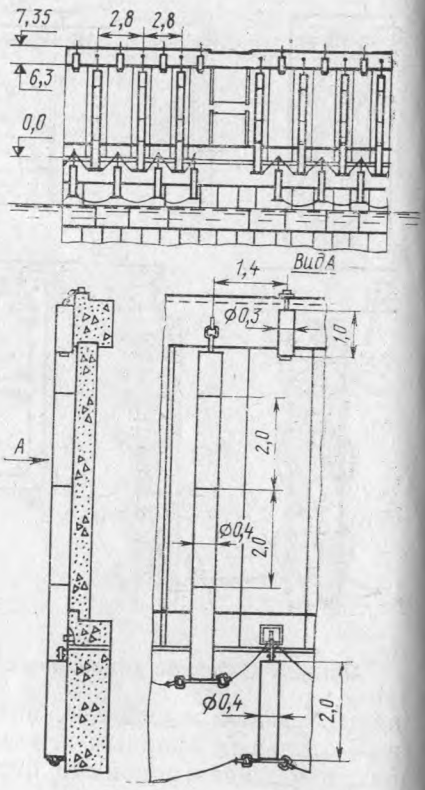


Рис. 29. Отбойное устройство из резиновых труб, навешенных на нескольких уровнях (размеры в метрах)

Отбойные устройства из резиновых труб удобно применять на набережных с высокой надводной частью. В этих случаях они могут быть размещены на нескольких уровнях (рис. 29). Наличие труб различного диаметра позволяет защищать от ударов и навалов судов как основную часть лицевой плоскости стенки, так и выступающий участок кордонной балки.

Резиновые трубы диаметром 400 и 300 мм рассчитаны на восприятие нагрузок от ударов судов водоизмещением соответственно 2400 и 1000 т. Начат выпуск труб увеличенного диаметра (600, 800 и 1000 мм).

За рубежом применяют резиновые трубы диаметром до 2 м и более. Используют также резиновые амортизаторы с другими формами поперечного сечения: прямоугольной, трапецеидальной, полукруглой — сплошные и полые (рис. 30). Некоторые из них успешно применяют на причалах, обслуживающих самые крупные суда, в том числе супертанкеры водоизмещением 300 тыс. т. Таковы, например, амортизаторы английской фирмы «Лорд». Имеются примеры применения отбойных устройств с элементами и системами вязкого демпфирования. Такие устройства позволяют обеспечить оптимальный режим взаимодействия судна с сооружением.

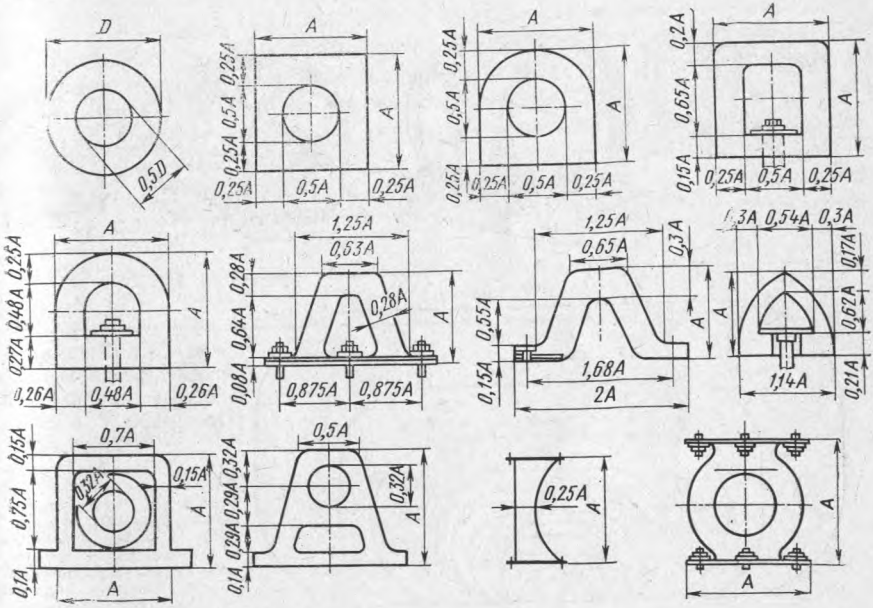


Рис. 30. Поперечные сечения резиновых амортизирующих отбойных устройств

Для защиты причальных сооружений от нагрузок, возникающих при подходе наиболее крупных судов, за рубежом широко применяют пневматические кранцы типа Iocogama (рис. 31). Размеры этих кранцев (рис. 31, *в*) и зависящая от этого поглощаемая энергия колеблются в широких пределах. Поглощаемая энергия при диаметре 4,5 м и длине 9 м достигает 3600 кДж, а воспринимаемая нагрузка 500 кН. Для воспринятия энергии навала танкера грузоподъемностью 100 тыс. т, подходящего к причалу со скоростью 0,2 м/с, достаточно всего трех амортизаторов диаметром 3,3 м. Эти амортизаторы могут быть использованы на причалах, предназначенных для приема самых крупных судов.

Наружный и внутренний слои оболочки амортизатора изготавливают из натуральной резины, внутренний армирующий слой из нейлона. Для предотвращения прямого удара судна о сооружение при разрыве оболочки баллона в него помещают синтетическую губчатую массу. На конце амортизатора имеется предохранительный клапан, который служит для выпуска из него воздуха при нагрузках, превышающих предусмотренные проектом. Кранцы типа Iocogama могут быть навешены на причальные стенки или находиться на плаву перед ними, особенно при больших размерах кранцев. Недостатком отбойных устройств рассматриваемого типа является большая «отдача».

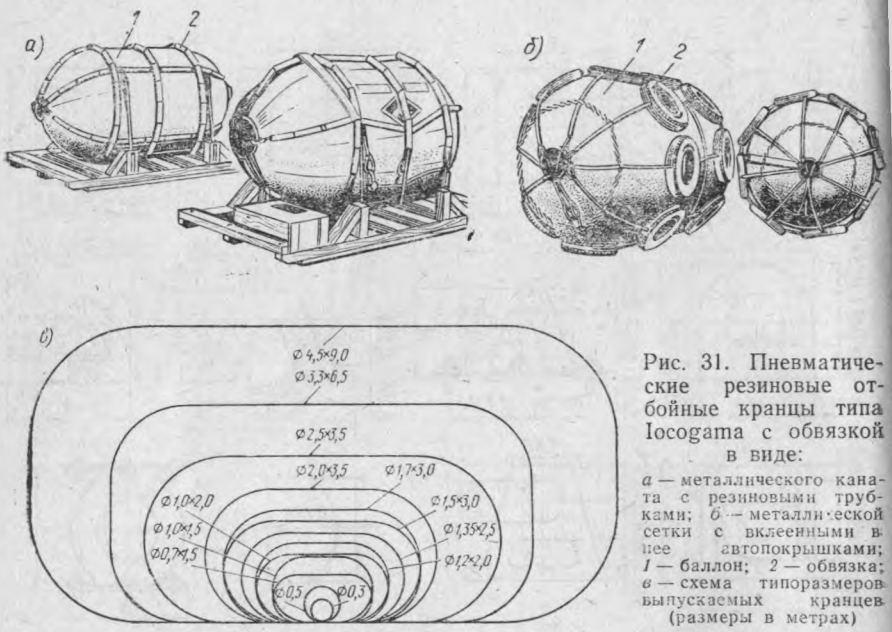


Рис. 31. Пневматические резиновые отбойные кранцы типа Iocogama с обвязкой в виде:

а — металлического каната с резиновыми трубками; *б* — металлической сетки с вклеенными в нее автопокрышками; *1* — баллон; *2* — обвязка; *в* — схема типоразмеров выпускаемых кранцев (размеры в метрах)

Защита сооружений от агрессивного воздействия окружающей среды. Мероприятия по защите эксплуатируемых портовых сооружений от агрессивного воздействия окружающей среды подразделяют на две группы: защита конструкционных материалов путем нанесения изолирующих покрытий; устранение, обезвреживание или регулирование внешних факторов, способствующих появлению коррозии.

Бетонные и *железобетонные конструкции* портовых гидротехнических сооружений, предназначенные для работы в агрессивной среде, следует проектировать, предусматривая комплекс защитных мероприятий [42, 44, 51, 55]. Если в процессе эксплуатации антикоррозионная защита частично или полностью нарушается, возникает необходимость ее восстановления или усиле-

ния. В ряде случаев вследствие изменения условий окружающей среды приходится осуществлять мероприятия по антикоррозионной защите конструкций, которые при возведении не имели такой защиты.

Наиболее доступным средством защиты эксплуатируемых бетонных и железобетонных сооружений от агрессивных воздействий является их изоляция от окружающей среды посредством нанесения покрытий. Простейший вид покрытий — лакокраски, наносимые тонкими пленками на бетонную поверхность. Если защищаемые поверхности подвергаются механическим воздействиям, покрытия должны обладать соответствующей прочностью. В таких случаях хороший эффект дают мастики, армированные стеклосеткой или стеклотканью.

Многие виды лакокрасочных покрытий, эффективно защищающие металл, для бетона оказываются практически непригодными. Защиту бетонных и железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию растворов солей и слабых кислот, осуществляют битумными и полимерными покрытиями (табл. 9) [23].

Таблица 9

Вид покрытий	Степень агрессивности среды		
	Слабая	Средняя	Сильная
Битумные, наносимые в холодном состоянии:			
лак	+	—	—
мастика	+	—	—
эмульсия	+	—	—
Битумные, наносимые в горячем состоянии:			
битумная краска	+	+	—
мастика	+	+	—
битумно-латексная эмульсия	+	—	—
битумно-латексная краска	+	+	—
битумно-резиновая мастика	+	+	—
битумно-полимерная мастика	+	+	—
Полимерные материалы:			
перхлорвиниловая краска	+	+	—
полимерцементная краска (на основе поливинилацетатной эмульсии)	+	—	—
Эпоксидные:			
эпоксидный лак	—	+	+
эпоксидная краска	—	+	+
пластраствор	—	+	+
Полиуретановые	—	+	+

Примечание. + рекомендуемая, — нерекомендуемая области применения покрытий.

Наиболее распространенные и дешевые лакокрасочные покрытия, применяемые для защиты конструкций в слабоагрес-

сивной среде,— покрытия на основе битума и битумных красок, наносимые в горячем состоянии, или холодные битумные лаки, получаемые растворением битума в бензине или других летучих растворителях. Горячие битумные мастики наносят на сухую поверхность бетона в несколько слоев, для чего используют битум марок БН-III и БН-IV с наполнителями.

Хороший защитный эффект дают также холодные асфальтовые мастики на основе битумных паст. Битумные пасты приготавливают эмульгированием горячего (+90° С) битума на известковом или глинистом тесте.

Широкое применение получили полимерцементные составы на основе поливинилацетатной эмульсии (ПВА). Смешанная с цементом и разбавленная водой (до консистенции, удобной для нанесения на бетонную поверхность) эмульсия образует прочно сцепляющийся с бетоном слой. Полимерцементную краску приготавливают смешением 2—4 л поливинилацетатной эмульсии (50%-консистенции) и 10 кг цемента с 4—5 л воды. Перед нанесением полимерцементных красок поверхность ремонтируемой бетонной конструкции следует смочить разбавленной эмульсией ПВА [23].

Исследования ряда организаций показали широкие возможности использования защитных покрытий на основе эпоксидных смол в условиях сильной агрессивности окружающей среды (табл. 10) [23].

Таблица 10

Компоненты защитных покрытий	Содержание компонентов в типовых составах (в частях массы)				
	I	II	III	IV	V
Смолы:					
ЭД-5 (ЭД-6)	100	100	—	—	—
ЭД-33	—	—	100	100	—
ЭД-40	—	—	—	—	100
Пластификатор ДБФ	20	—	20	—	—
Отвердители:					
полиэтиленполиамин	10	—	10	—	—
полиамид ПО-200	—	100	—	80	70

В нашей стране выпускается несколько типов полиуретановых лаков. Отвердение полиуретановых составов происходит под действием отвердителя ТЭАД (катализируется водой). Поверхность, на которую наносят составы, может иметь определенную влажность. По данным лабораторных испытаний, покрытия, нанесенные на бетонные образцы, которые фильтровали воду при избыточном давлении 0,1 МПа, выдерживали давление «на отрыв» более 1 МПа без отслоения лака. Это качество полиуретановых лаков позволяет применять их для защиты от коррозии

транспортных гидротехнических сооружений, находящихся под воздействием гидростатического напора воды.

Полиуретановый лак наносят в два или три слоя: первые два слоя с интервалом 1—2 ч и третий слой — через 3—4 ч. Окончательно лак высыхает через 24 ч. Расход лака невелик — при трехслойном покрытии примерно 0,3 кг/м^2.

Наряду с описанными защитными мероприятиями различные организации и исследователи предлагают другие способы защиты бетонных и железобетонных конструкций в зоне переменного уровня воды [55].

Стальные конструкции портовых гидротехнических сооружений защищают от коррозии, используя лакокрасочные, фенолформальдегидные и другие покрытия [1]. Хорошая защита обеспечивается также при обработке прилегающего к металлоконструкции грунта, т. е. при создании в местах контакта грунта с сооружением некоторой искусственной среды с пониженной по отношению к металлу агрессивностью, обладающей большим омическим сопротивлением. Изменение грунтовой среды в местах контакта ее с металлоконструкцией осуществляют заменой коррозионно-активного грунта менее активным, известкованием кислого грунта, его ингибированием и гидрофобизацией.

Известкование кислого грунта путем добавления 5—10% гашеной извести позволяет увеличить водородный показатель среды pH до 11. При ингибировании грунта используют шламы, остающиеся при производстве хроматов и являющиеся промышленными отходами. Гидрофобизацию грунтов проводят при наличии дешевого каменноугольного или торфяного дегтя. При гидрофобизации песчаного грунта добавка дегтя составляет 6—8%, супеси — 8—10%, суглинков — 12—14%. Гидрофобизация затрудняет капиллярное поступление воды к конструкции и увеличивает удельное электрическое сопротивление грунтов.

Предохраняют металлоконструкции от коррозии цементные покрытия, защитное действие которых объясняется созданием в местах контакта с металлом высокого значения водородного показателя pH. Сталь, находящаяся в контакте с водной вытяжкой портландцемента, пассивирует. Защитные покрытия такого рода можно применять, например, для стальных анкерных тяг причальных набережных больверкового и уголкового типов.

В ряде случаев положительный эффект достигается применением окрасочных защитных покрытий. Покрытия на основе битумных материалов, представляющих собой растворы асфальта, битумов, каменноугольного пека в ксилоле, сольвенте или уайт-спирите, недостаточно долговечны. Срок их службы в воздушной среде не превышает двух лет, а под водой — шести месяцев.

Значительно более долговечны лакокрасочные материалы на основе эпоксидных, фенолформальдегидных, алкидных и виниловых смол, а также этинолевые лаки и краски. Из алкидных

материалов для транспортных гидротехнических сооружений больше всего подходят пентафталевые эмали марки ПФ, которые легко нанести на любые поверхности как кистью, так и краскораспылителем. Как показывает практика, наиболее предпочтительны для защиты металлоконструкций гидротехнических сооружений перхлорвиниловые лаки и этинолевые краски. Перхлорвиниловые покрытия обладают рядом ценных качеств: хорошими антикоррозионными свойствами, быстротой высыхания, возможностью нанесения при температуре воздуха до —25° С.

В определенных условиях (прежде всего в морской воде) более интенсивной коррозии металлических конструкций способствует их обрастание органическими материалами. В этих случаях для защиты сооружений от коррозии применяют «необрастающие» краски, содержащие «токсичные пигменты». Металлоконструкции в зоне переменного уровня воды эффективно защищают покрытиями на основе «необрастающей» краски ХС-79, а под водой — на основе «необрастающей» краски КЧ-528.

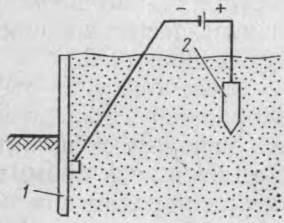


Рис. 32. Схема катодной защиты стальных элементов сооружений:
1 — защищаемая конструкция; *2* — анод

Наряду с пассивными существуют активные методы антикоррозионной защиты металлоконструкций. Наиболее эффективен из них метод катодной защиты (рис. 32). Суть этого метода состоит в том, что защищаемую конструкцию *1* присоединяют дренажным кабелем к отрицательному полюсу внешнего источника постоянного тока, а к положительному полюсу источника подключают заземляемый электрод (например, отрезок стальной трубы). В процессе работы такой электролизной системы активному разрушению подвергается анод *2*. При правильно выбранном режиме защиты обеспечивается полная сохранность конструкции.

Анодные заземлители бывают двух типов: разрушающиеся (периодически заменяемые) и постоянные. Материалом для разрушающихся заземлителей служит обычная углеродистая сталь, например пришедшие в негодность рельсы, трубы и т. п. Постоянные, неразрушающиеся заземлители изготавливают из графита, сплавов железа с кремнием (ферросилида), свинца с драгоценными металлами.

Другой, более простой вариант катодной защиты — присоединение к защищаемой конструкции так называемого протектора, изготавливаемого из металла, более электроотрицательного, чем металл защищаемой конструкции (протекторная защита). Для защиты стальных строительных конструкций, находящихся в морской воде и в грунте, используют протекторы из цинка, сплавов цинка с алюминием, сплавов на основе магния. В подобном

гальваническом микроэлементе протектор служит анодом и в процессе защиты постепенно растворяется.

Методы расчета и конструирования катодной и протекторной защиты подробно изложены в специальной литературе [26].

В ряде случаев возникает необходимость защиты портовых гидротехнических сооружений от коррозии, вызываемой блуждающими токами. Эффективная защита от воздействия блуждающих токов достигается посредством так называемого электрического дренажа [26]: блуждающие токи отводятся от защищаемого сооружения к источнику токов. Для обеспечения защиты сопротивление дренажной перемычки должно быть значительно меньше переходного сопротивления между источником блуждающих токов и конструкцией.

II. СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ

6. ВЫЯВЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОСТИ УСИЛЕНИЯ

Общие положения. Усиление эксплуатируемых сооружений может проводиться с целью восстановления их первоначальной несущей способности или долговечности, частично утраченной вследствие возникших повреждений или ослаблений[1] конструктивных элементов, а также с целью повышения их несущей способности или улучшения других качеств для создания возможностей более интенсивной эксплуатации.

Назначение сооружения и характер технологических процессов определяют понятие «более интенсивная эксплуатация». Так, для причальных набережных оно означает увеличение нагрузок на прикордонные складские площади (повышение вместимости складов), установку на причалах более мощных и производительных перегрузочных машин, подачу на причалы более эффективных транспортных средств, прием судов большей грузоподъемности и с большей осадкой, работу причала в условиях продленной или круглогодичной навигации.

Достижение каждой из перечисленных целей может потребовать того или иного характера усиления причального сооружения. Для того чтобы увеличить нормы допускаемых нагрузок на прикордонные складские площади, как правило, оказывается необходимым усилить одну или несколько групп конструктивных элементов, ограничивающих несущую способность сооружения. При этом выбор элементов, нуждающихся в усилении, а иногда

[1] Под ослаблением авторы понимают уменьшение несущей способности сооружения, не связанное с механическими повреждениями и изменением первоначальных геометрических размеров.

и характер усиления зависит от координат площадей загружения.

Для установки на причале более тяжелой перегрузочной техники в одних случаях может потребоваться усиление тех или иных элементов набережных, а в других может оказаться достаточным, например, дополнительное уплотнение грунта засыпки за ее лицевой стенкой. Необходимость подхода к причалам более крупных судов требует, как правило, увеличения глубин, что возможно при повышении свободной высоты причальных сооружений, а следовательно, и действующих в них усилий. В таких случаях в усилении обычно нуждаются лишь лицевые элементы набережных, а иногда и анкерующие устройства.

В условиях зимней навигации причальные сооружения нередко воспринимают добавочные нагрузки, образующиеся при взламывании ледоколом ледяного поля или припая вблизи линии кордона. Для восприятия этих нагрузок может понадобиться усиление причальных сооружений.

Повышать несущую способность эксплуатируемых сооружений наиболее целесообразно в тех случаях, когда те или иные группы входящих в них конструктивных элементов обладают запасами прочности. Оптимальным является вариант, когда несущая способность конструкции ограничивается только одной группой конструктивных элементов.

Повышение пропускной способности портов вследствие усиления портовых сооружений, как правило, более целесообразно экономически и технически, чем строительство новых сооружений. Работы по усилению требуют меньших капитальных затрат и при надлежащей их организации могут быть выполнены в гораздо более короткие сроки.

Вопросы усиления эксплуатируемых портовых сооружений до недавнего времени практически не изучались. В настоящее время проблема усиления портовых сооружений стала насущной. Специально выполненные исследования [7, 33, 62, 63] показали, что эксплуатационные качества усиленного и нового сооружений с одинаковыми параметрами различны. Поэтому были разработаны специальные методы расчета усиления и конструирования, которые существенно отличаются от применяемых при проектировании новых сооружений.

Мероприятия по улучшению эксплуатационных качеств сооружений подразделяют на мероприятия по усилению и реконструкции. Во многих случаях, однако, провести четкую грань между этими понятиями трудно.

В зависимости от реального технического состояния сооружений и запасов прочности, которыми обладают те или иные группы его конструктивных элементов, в одних случаях для относительно небольшого увеличения допускаемых нагрузок на причал может оказаться необходимым выполнить большой объем строительных работ, а в других — при сравнительно малых

затратах средств и времени эффект увеличения допускаемых нагрузок может оказаться гораздо более значительным. Поэтому целесообразно относить строительные работы, выполняемые для улучшения технических характеристик существующих сооружений, к усилению или реконструкции в зависимости от характера и продолжительности этих работ, а также от того, требуется ли на период их проведения выводить сооружение из эксплуатации и на какой срок.

Под усилением авторы подразумевают комплекс мероприятий, направленных на повышение или восстановление первоначальной, но впоследствии утраченной несущей способности сооружения, осуществление которых не требует полного вывода сооружения из эксплуатации, не связано с необходимостью демонтажа и разборки других элементов портовых устройств и оборудования и может быть выполнено (при надлежащей организации работ) в относительно короткие сроки. Так, если при выполнении строительных работ на эксплуатируемых причальных сооружениях не требуется демонтировать установленные на причалах перегрузочные машины, удалять прикордонные рельсовые пути, грунт засыпки, уложенный за причальными стенками и т. п., имеет место усиление. Невозможность подхода судов к причалам в течение некоторого времени не означает, что сооружение полностью выведено из эксплуатации. Усиление включает в себя также все виды ремонтных работ, направленных на восстановление несущей способности элементов конструкций.

Под реконструкцией авторы подразумевают комплекс мероприятий, направленных на повышение или восстановление первоначальной, впоследствии утраченной несущей способности сооружения, для осуществления которых необходим полный вывод сооружения из эксплуатации.

В дальнейшем при изложении вопросов, связанных с расчетами и конструированием, для краткости применяется, как правило, только термин «усиление».

Из портовых сооружений чаще всего в усилении нуждаются причальные набережные. Схема их усиления, как правило, значительно отличается от схем усиления других видов портовых гидротехнических и береговых сооружений. Поэтому основное внимание в данной главе уделено вопросу усиления различных типов причальных набережных.

Существенным признаком усиления причальных сооружений, имеющим во многих случаях определяющее практическое значение, является положение линии кордона после усиления относительно его первоначального положения. Возможны три варианта:

положение линии кордона остается неизменным;

линия кордона выдвигается в сторону акватории на расстояние, при котором не требуется передвижка подкрановых и железнодорожных путей, проложенных на причале, и не создаются

помехи для подхода и швартовки судов к примыкающим участкам причального фронта;

линия кордона выдвигается в сторону акватории на такое расстояние, что возникает необходимость передвижки рельсовых путей на причале, становится невозможным или затруднительным подход судов к соседним причалам.

Последняя схема обычно приемлема только в тех случаях, когда усиливают отдельно стоящие причальные сооружения или усиление ведут по всей длине причального фронта. Во всех случаях предпочтительной является схема усиления, при которой положение линии кордона остается неизменным.

Усиление сооружений можно проводить без изменения их напряженного состояния или с частичной разгрузкой несущих элементов. Во втором случае эффективность усиления почти всегда существенно выше, чем в первом, особенно, если сооружение было ранее перенапряжено. Причина большей эффективности усиления в том, что при включении в работу новых элементов конструкции старые[1] элементы в большинстве случаев также частично воспринимают добавочные усилия от внешних нагрузок ΔS, допускаемое значение ΔS зависит от напряжений, которые уже действуют в конструкции. При малом значении ΔS усиливающие элементы могут оказаться недогруженными, что приведет к снижению эффективности усиления. В связи с этим при составлении проектов усиления целесообразно предусматривать мероприятия по разгрузке тех элементов конструкций, напряжения в которых ограничивают их несущую способность.

Отмеченный важный фактор следует также рассматривать как необходимый признак усиления, подразделяя усиления на безразгрузочные и разгрузочные. Оптимальной является такая разгрузка старых элементов сооружений, при которой старые и новые элементы окажутся равнопрочными и равнозагруженными.

Для распорных причальных сооружений предпочтительнее схемы усиления, не требующие удаления всего грунта засыпки из-за стенок, так как последнее неизбежно влечет за собой необходимость снятия с причалов перегрузочных машин, разборки покрытия территории и рельсовых путей. Во многих случаях вместо удаления всей засыпки может оказаться достаточным устройство траншей или шурфов.

Показателем эффективности усиления эксплуатируемых сооружений является величина θ, равная отношению несущей способности усиленного сооружения $S_в$ к той несущей способности S, которой оно обладало до усиления:

$$\theta = S_в/S. \qquad (22)$$

[1] Здесь и далее термин «старые» применяется для обозначения элементов, составляющих конструкцию до ее усиления, новыми называются усиливающие элементы, вводимые в сооружение.

Применительно к ремонтируемому сооружению S — его несущая способность до возникновения повреждения. В дальнейшем степень повышения несущей способности обозначается для ремонтируемых сооружений θ, а для усиливаемых θ_1. При этом $1 \geqslant \theta \geqslant \theta_{пов}$, $\theta_1 \geqslant 1$, где $\theta_{пов} = S_{пов}/S$. Здесь $S_{пов}$ — несущая способность поврежденного сооружения. Для причальных сооружений под $S_в$ и S следует понимать нагрузки соответственно $q_в$ и q, которые эти сооружения могут воспринять после усиления и могли воспринимать до усиления. Для каждого конкретного элемента сооружения под $S_в$ и S понимают соответствующие усилия, вид которых зависит от характера работы элемента (у изгибаемых элементов — изгибающие моменты, у сжатых и растянутых элементов — продольные силы и т. д.).

При составлении проекта усиления сооружений следует предварительно установить требуемое по эксплуатационным условиям минимальное значение показателя θ. Технологию работ необходимо задавать таким образом, чтобы напряжения в соответствующих элементах конструкции в период усиления обеспечивали получение заданного показателя $\overline{\theta}$. В необходимых случаях предусматривают частичную разгрузку сооружения.

Проектируя усиление сооружения, необходимо учитывать, что эффективность выполняемых работ в большинстве случаев существенно зависит от деформативности усиливающего материала (от его модуля упругости E_2).

В проектах усиления и ремонта сооружений следует учитывать необходимость исключения или сведения до минимума помех в эксплуатационной работе портов, предусматривать использование для строительных работ имеющихся средств портовой механизации и транспорта. Основные виды ремонтных работ, а также некоторые не требующие специального оснащения и ограниченные по объему работы по повышению несущей способности сооружений (регулирование усилий в анкерных тягах, установка локальных усиливающих элементов конструкций и т. п.) могут выполняться силами портов.

Необходимость и целесообразность проведения усиления эксплуатируемых портовых сооружений должна быть в каждом конкретном случае подтверждена и обоснована прочностными и технико-экономическими расчетами.

Усилению должно предшествовать установление несущей способности сооружения к моменту проведения работ. Наиболее надежно она может быть установлена на основании натурных исследований по методике, приведенной в Методических указаниях по определению несущей способности существующих причальных набережных [32]. При невозможности проведения таких исследований ограничиваются. расчетами, в которых, однако, должны фигурировать не проектные, а реальные параметры конструкции и грунтов, с которыми она взаимодействует.

При использовании расчетных методов оценки несущей способности предназначенных к усилению сооружений существует опасность получения ошибочных результатов из-за отсутствия данных о том, какие нагрузки воздействовали на сооружение за весь предшествующий период его эксплуатации. Такая информация особенно важна для распорных причальных сооружений, у которых после удаления внешних нагрузок вызванные этими нагрузками напряжения практически не снижаются [6, 7]. Поэтому несущую способность распорных причальных сооружений рекомендуется определять во всех случаях когда это возможно, на основе натурных испытаний.

Для обоснованного принятия решения о необходимости проведения ремонта или усиления поврежденного сооружения важно располагать методами оценки степени опасности возникших повреждений. Не всякое повреждение опасно для сооружения. В связи с этим следует связывать опасность дефекта или группы дефектов с их характеристиками. У бетонных и железобетонных конструкций, например, такими характеристиками являются: координаты очагов повреждений, их количество и взаимное расположение, глубина повреждений, степень изменения прочности бетона по сравнению с проектной, конфигурация повреждений.

Для наиболее часто встречающихся поверхностных повреждений элементов портовых гидротехнических сооружений следует, таким образом, вычислять предельно допустимые глубины повреждений и сопоставлять их с реально имеющимися, что и является основой для вывода о необходимости ремонта. Предлагаемый общий подход к определению предельно допустимых глубин поверхностных повреждений элементов конструкций заключается в следующем [7].

Всякую строительную конструкцию и составляющие ее элементы проектируют с определенными запасами прочности для того, чтобы обеспечить безотказную работу сооружения при возможных отклонениях действующих нагрузок или параметров самого сооружения от принятых в расчетах. После того как сооружение построено и введено в эксплуатацию, можно проверить, в какой степени реально существующие отклонения оправдываются запасами, заложенными при проектировании. В большинстве случаев конструкции обладают определенными резервами несущей способности, что позволяет эксплуатировать их даже при наличии некоторых местных повреждений. Такое положение закономерно, поскольку, оценивая возможный разброс значений параметров внешних воздействий и самой конструкции, проектировщик справедливо учитывает лишь те вероятные изменения, которые снижают несущую способность сооружения.

Так, если прочность бетона конструктивных элементов сооружения $П$ может колебаться от $П+\Delta П$ до $П-\Delta П$, то используемый в расчетах коэффициент однородности соотносят с меньшим

из этих значений. Однако после постройки сооружения отклонение прочности бетона от проектной в сторону уменьшения может вообще не наблюдаться или проявляться в меньшей степени, чем предусмотрено нормативным коэффициентом однородности. Кроме того, в благоприятных естественных условиях бетон со временем существенно упрочняется. Все это служит источником определенных запасов прочности строительной конструкции. Аналогичное положение может иметь место и в отношении факторов, учитываемых коэффициентами перегрузки и условий работы.

Возможны случаи, когда отмеченные запасы прочности нейтрализуются из-за ошибок, допущенных при проектировании и производстве строительных работ. Однако возможность появления такого рода ошибок маловероятна.

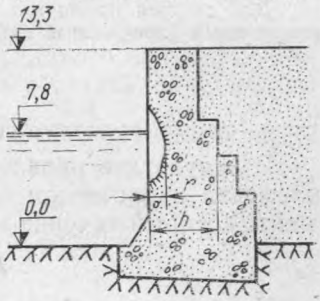


Рис. 33. Схема для определения предельно допустимой глубины повреждения r несущего изгибаемого элемента конструкции из однородного материала

Поэтому логично исходить из положения, что предельно допустимым является такое повреждение, при наличии которого несущая способность элемента соответствует проектной. Использование этого положения в полной мере гарантирует надежность сооружения.

Для того чтобы воспользоваться указанным положением, необходимо для каждой отдельной конструкции или отдельных ее элементов знать отношение

$$n = (S - S_{\text{п}})/S = \Delta S/S, \qquad (23)$$

где S — несущая способность конструкции или ее элемента, устанавливаемая на основе натурной проверки;

$S_{\text{п}}$ — проектная (необходимая для воспринятия допустимой максимальной нагрузки) несущая способность конструкции или ее элемента.

Определение предельно допустимой глубины повреждения элементов конструкции из однородного материала (бетона, стали, дерева и др.). Вывод расчетных формул дается на основе гипотезы плоских сечений, что в подавляющем большинстве случаев отвечает практическим задачам. Эти же расчетные формулы могут быть использованы и в тех случаях, когда гипотеза плоских сечений неприемлема, так как они дают результаты, идущие в запас прочности.

Для изгибаемых элементов со сплошным по длине поверхностным повреждением (рис. 33) соотношение (23) принимает вид:

$$n = \Delta M/M, \qquad (24)$$

где ΔM — разность между величиной M и проектным изгибающим моментом $M_{\text{п}}$;

M — изгибающий момент, который способен воспринять неповрежденный элемент в рассматриваемом сечении.

$$M = R_p W, \tag{25}$$

где R_p — реальное расчетное сопротивление материала (например, бетона растяжению);

W — момент сопротивления расчетного сечения.

Для сечения прямоугольной формы, если расчет ведется на 1 м длины сооружения (причальные набережные, стенки камер шлюзов и т. п.),

$$M = R_p h^2/6, \tag{26}$$

где h — высота расчетного сечения элемента.

В результате появления повреждения глубиной r толщина элемента в расчетном сечении уменьшилась и изгибающий момент, который сечение может воспринять,

$$M_{пов} = R_p (h - r)^2/6. \tag{27}$$

Несущая способность элемента при этом уменьшилась на величину

$$\delta M = M - M_{пов} = R_p r (h - r/2)/3, \tag{28}$$

В соответствии со сформулированным выше общим положением предельно допустимым будет такое повреждение, при котором несущая способность элемента становится равной проектной:

$$\Delta M = \delta M. \tag{29}$$

Внося в условие (29) значения ΔM из формулы (24) и δM из формулы (28) и учитывая соотношение (25), получаем:

$$r^2 - 2rh + n h^2 = 0, \quad \text{откуда}$$

$$r = h\left(1 - \sqrt{1 - n}\right). \tag{30}$$

Формула (30) позволяет вычислить глубину поверхностного повреждения r, при которой несущая способность элемента снижается на допустимое значение. Значит, если действительная глубина повреждения изгибаемого элемента достигла значения r, то элемент нуждается в ремонте.

Пример. Толщина протяженного изгибаемого элемента (бетонной подпорной стенки) $h = 100$ см; $n = 0{,}1$. Определить предельно допустимую глубину поверхностного повреждения элемента.

По формуле (30) $r = 100(1 - \sqrt{1 - 0{,}1}) = 5$ см.

При выводе формулы (30) не принимался в расчет фактор концентрации напряжений в зоне повреждения. С целью выяснения вопроса о возможности использования полученной формулы для расчета бетонных конструкций были выполнены широкие полунатурные, лабораторные и теоретические исследова-

ния. Результаты исследований подтвердили, что формула вполне приемлема для практических целей [62].

Формула (30) позволяет вычислить значение r при наличии у рассматриваемого изгибаемого элемента запасов прочности любого рода, совместно учитываемых коэффициентом n. В тех случаях когда наряду с различного рода запасами присутствует запас, полученный от несоответствия реальной и проектной прочностей материала, этот последний фактор можно выделить, введя в расчет соотношение $k_t = R_{\text{р}}(t)/R_{\text{р.п}}$, где $R_{\text{р}}(t)$ — прочность материала в рассматриваемый момент времени; $R_{\text{р.п}}$ — проектная прочность материала (запасы данного вида при этом не включены в коэффициент n). В формулу (25) подставляют значение $R_{\text{р}}$, соответствующее проектной марке бетона.

Рассматриваемые положения особенно важны для бетонных конструкций, поскольку прочность бетона эксплуатируемых сооружений зачастую существенно меняется во времени.

Здесь аналогично тому, как это было сделано при выводе формулы (30),

$$r = h\left(1 - \sqrt{(1-n)/k_t}\right). \tag{31}$$

При $k_t = 1$ формула (31) превращается в формулу (30). Формула (31) действительна и в тех случаях, когда все запасы прочности определяются только повышенной прочностью бетона ($n = 0$).

Для сжато-растянутых элементов со сплошным по длине поверхностным повреждением (рис. 34) соотношение (23) принимает вид:

$$n = \Delta N/N, \tag{32}$$

где ΔN — разность между осевой силой, которую способен воспринять неповрежденный элемент конструкции, N и проектным значением продольной силы $N_{\text{п}}$, т. е. $\Delta N = N - N_{\text{п}}$.

$$N = R\,h\,b, \tag{33}$$

где R — расчетное сопротивление материала соответственно сжатию или растяжению в зависимости от вида осевой силы;
b — ширина расчетного сечения.

Продольная сила $N_{\text{пов}}$, которую может воспринять сечение после получения повреждения с учетом появляющегося эксцентриситета e приложения силы N,

$$N_{\text{пов}} = R\,(h - r)^2\,b/(h + 2r). \tag{34}$$

При этом

$$\delta N = N - N_{\text{поз}} = R\,b\,(4rh - r^2)/(h + 2r); \tag{35}$$

$$\Delta N = \delta N. \tag{36}$$

Подставляя в условие (36) значение ΔN, найденное из формулы (32), и δN из формулы (35) и решая его относительно r, получаем:

$$r = h\left(2 - n - \sqrt{4 - 5n + n^2}\right). \tag{37}$$

Для изгибаемых элементов с несплошным по длине поверхностным повреждением (рис. 35) определение несущей способности представляет собой весьма сложную задачу. В рассматриваемом более общем случае изгибаемый элемент протяжен-

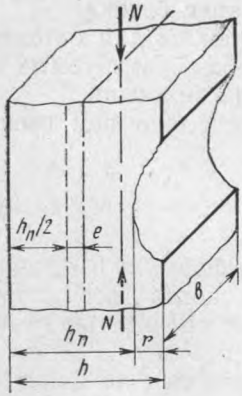


Рис. 34. Расчетная схема сжатого элемента из однородного материала

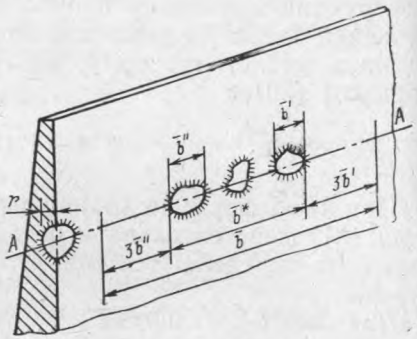


Рис. 35. Схема изгибаемого элемента из однородного материала с несплошным по длине повреждением

ностью $\bar{b}$ имеет ряд локальных повреждений. Суммарная протяженность поврежденных участков в рассматриваемом сечении $A - A$ равна $\Sigma\bar{b}_i$. Если допустить, что несущая способность протяженного элемента может быть выражена как сумма несущих способностей поврежденных и неповрежденных участков без учета их взаимного влияния, можно получить приближенную формулу для определения предельно допустимой глубины повреждения элемента, которая дает результаты, не противоречащие опытным данным.

Если ввести обозначение

$$\bar{m} = \left(\sum_i \bar{b}_i\right)/\bar{b}, \tag{38}$$

то изгибающий момент, который может воспринять элемент, имеющий локальные повреждения,

$$M_{пов} = R_р\,\bar{b}\,[(1 - \bar{m})\,h^2 + \bar{m}\,(h - r)^2]/6. \tag{39}$$

Учитывая, что изгибающий момент, воспринимаемый неповрежденным элементом, $M=R_p\bar{b}h^2/6$ и принимая во внимание соотношение (24), на основании условия (29) можно записать равенство

$$\frac{n R_p h^2 \bar{b}}{6} = \frac{R_p \bar{m} \bar{b}}{6} (2rh - r^2), \text{ откуда}$$

$$r = h\left(1 - \sqrt{1 - n/\bar{m}}\right). \qquad (40)$$

При $\bar{m}=1$ формула (40) превращается в формулу (30).

Протяженность элемента с несплошным по длине поверхностным повреждением $\bar{b}$ может быть принята равной b_c при относительно равномерном распределении повреждений, когда наибольшее расстояние между соседними из них не превышает 0,1 b_c (здесь b_c — длина секции протяженного сооружения между температурно-осадочными швами). В остальных случаях $\bar{b}=\bar{b}^*+3\bar{b}'+3\bar{b}''$, где $\bar{b}^*$ — длина участка, в пределах которого расстояние между соседними повреждениями не превышает 0,1 b_c; $\bar{b}'$, $\bar{b}''$ — протяженность крайнего соответственно справа и слева повреждений на участке $\bar{b}^*$.

Пример. Определить предельно допустимую глубину локальных повреждений бетонной гравитационной причальной набережной при $h=100$ см; $\bar{m}=0{,}4$; $n=0{,}1$.

$$r = 100\left(1 - \sqrt{1 - 0{,}1/0{,}4}\right) = 13 \text{ см}.$$

В тех случаях, когда прочность материала отличается от проектной, аналогично тому, как это было сделано при выводе формулы (40),

$$r = h\left[1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\bar{m}}\left(\frac{n}{k_t} - \frac{1}{k_t} + 1\right)}\right]. \qquad (41)$$

При $k_t=1$ формула (41) превращается в формулу (40).

Пример. Определить предельно допустимую глубину локальных повреждений бетонной гравитационной причальной набережной при $h=100$ см; $\bar{m}=0{,}8$; $k_t=1{,}2$; $n=0{,}1$.

$$r = 100\left[1 - \sqrt{1 - \frac{1}{0{,}8}\left(\frac{0{,}1}{1{,}2} - \frac{1}{1{,}2} + 1\right)}\right] = 17 \text{ см}.$$

Определение предельно допустимой глубины повреждения изгибаемых железобетонных элементов со сплошным по длине повреждением в сжатой зоне сечения. Для определения предельно допустимой глубины поверхностных повреждений прямоугольных изгибаемых железобетонных элементов *с односторонним армированием* (рис. 36, *а*) получены следующие формулы.

Предельно допустимая глубина повреждения (по условию прочности)

$$r = n\,(h_0 - \beta), \tag{42}$$

где h_0 — рабочая высота сечения.

$$\beta = F_a\,R_a/2R_{пр}\,b,$$

где F_a — площадь сечения рабочей арматуры; R_a — расчетное сопротивление арматуры; $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность); b — ширина сечения.

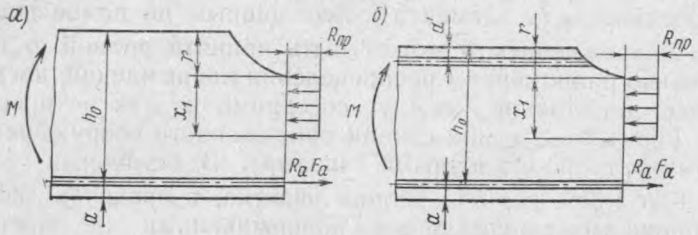


Рис. 36. Расчетная схема изгибаемых железобетонных элементов со сплошным по длине повреждением:
а — одностороннее, *б* — двустороннее армирование; x_1 — высота сжатой зоны сечения; a — толщина защитного слоя бетона

Предельно допустимая глубина повреждения при неодинаковой проектной и реальной прочности бетона

$$r = n\,h_0 - \beta\,(n - 1 + 1/k_t). \tag{43}$$

При $k_t = 1$ формула (43) превращается в формулу (42).

Предельно допустимая глубина повреждения при коррозии рабочей арматуры

$$r = [(n + \lambda - 1)\,h_0 - (n - 1 + \lambda/k_t)\,\beta]/\lambda. \tag{44}$$

Здесь $\lambda = F_a(t)/E_a$, где $F_a(t)$ — площадь поперечного сечения рабочей арматуры в рассматриваемый момент времени; F_a — площадь поперечного сечения арматуры по проекту.

При $\lambda = 1$ формула (44) превращается в формулу (43).

В случае необходимости найденное значение r следует проверять по условию раскрытия трещин.

Предельно допустимая глубина поверхностного повреждения прямоугольных изгибаемых железобетонных элементов *с двусторонним армированием* (рис. 36, *б*) найдена, как и ранее, по условию прочности[1]

$$r = h_0 - \beta - \frac{(1 - n)\,[(\xi - \xi')\,(h_0 - \beta + \beta') + \xi'\,(h_0 - a')]}{\xi}, \tag{45}$$

[1] Здесь и далее при рассмотрении элементов с двусторонним армированием сжатая арматура в поврежденном элементе конструкции считается неработающей.

где a' — толщина защитного слоя бетона в сжатой зоне.

$$\xi = F_a R_a; \quad \xi' = F_a' R_a'; \quad \beta = \xi/2R_{пр} b; \quad \beta' = \xi'/2R_{пр} b,$$

где F_a и R_a — соответственно площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление рабочей арматуры в растянутой зоне; F'_a и R'_a — соответственно площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление рабочей арматуры в сжатой зоне.

Определение предельно допустимой глубины повреждения изгибаемых железобетонных элементов с несплошным по длине повреждением в сжатой зоне сечения. Для элементов *с односторонним армированием*

$$r = n(h_0 - \beta)/\overline{m}. \tag{46}$$

При $\overline{m}=1$ формула (46) превращается в формулу (42).

Для элементов *с двусторонним армированием*

$$r = h_0 - \beta - \frac{1 - n/\overline{m}}{\xi}[(\xi - \xi')(h_0 - \beta + \beta') + \xi'(h_0 - a')]. \tag{47}$$

При $\overline{m}=1$ формула (47) превращается в формулу (45).

Формулы (30), (31), (37), (40—48) дают возможность оценить степень опасности возникших поверхностных повреждений элементов конструкций портовых сооружений и на этой основе решить вопрос о необходимости и характере их усиления.

7. ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ПОВРЕЖДЕНИЯХ И ОСЛАБЛЕНИЯХ

Несущая способность эксплуатируемого сооружения может быть определена по результатам исследований и расчетным путем.

Методика, базирующаяся на проведении натурных исследований, пригодна как для поврежденных, так и для неповрежденных сооружений, а приведенная ниже методика, основанная на проведении специальных расчетов, — только для сооружений, имеющих локальные повреждения или ослабления [4, 11, 31, 32].

Методика определения несущей способности причальных сооружений по результатам натурных исследований. Важнейший элемент натурных исследований портовых гидротехнических сооружений — определение объема измерений, гарантирующего получение достоверной информации об их состоянии. Правильное определение объема измерений возможно при использовании аппарата математической статистики и теории вероятности. Необходимый объем измерений зависит от требуемой точности исследований, количества однотипных элементов в сооружении и распределения в них усилий.

Напряженное состояние однотипных элементов строительной конструкции, лимитирующих ее несущую способность, неодинаково. Разброс значений усилий в однотипных элементах сооружений зависит от ряда факторов, среди которых главными являются изменение физико-механических свойств и напластований грунтов по длине сооружения, неравномерность загрузки различных его участков, особенности производства строительных работ. Например, разброс значений усилий в анкерных тягах причальных набережных бельверкового типа достигает 40—50% (по результатам натурных исследований). Поэтому для получения достаточно точной информации о среднем значении усилий в элементах сооружения следует испытать определенное количество таких элементов.

Если обозначить общее количество однотипных элементов конструкции (генеральную совокупность) Ω, а количество элементов, которые необходимо исследовать (объем выборки), ω, то поставленную задачу можно сформулировать следующим образом: при заданном значении Ω найти значение ω, которое позволит определить среднее усилие в данных элементах конструкции (генеральную среднюю) $\bar{x}_г$ по значению выборочной средней $\bar{x}_в$ с точностью $\delta_т$. При этом надежность точности определения должна быть равна $\gamma_н$.

Связь точности оценки $\delta_т$, ее надежности $\gamma_н$ и объема выборки ω для случая безвозвратной выборки устанавливается в математической статистике в зависимости от характера распределения случайных величин $x_1, x_2, \ldots, x_\Omega$, которыми в данном случае будут усилия в однотипных элементах конструкции.

Для случая, когда разброс величин $x_1, x_2, \ldots, x_\Omega$ подчиняется закону нормального распределения с одинаковыми параметрами, в математической статистике имеется соотношение

$$\Phi\left(\frac{\delta_т \sqrt{\omega}}{\sigma \sqrt{1-\omega/\Omega}}\right)=\frac{\gamma_н}{2}, \qquad (48)$$

где Φ — функция Лапласа ($\Phi_x=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_0^x e^{-x^2/2}dx$), значения которой табулированы;

σ — среднее квадратичное отклонение.

Полный цикл натурных исследований причальных набережных в виде заанкерованных стальных больверков включает:

измерение полных напряжений в анкерных тягах и в надводной зоне шпунта;

пробную огрузку набережной с измерением приращений напряжений в анкерных тягах и надводной зоне шпунта, плановых смещений верха стенки и узлов крепления к ней анкерных тяг, прогибов стенки на участке ее свободной высоты;

промеры глубин в прикордонной полосе акватории;

измерение приращений напряжений в анкерных тягах и надводной зоне шпунта при работе и движении средств механизации и транспорта;

определение относительной плотности, объемной массы и сопротивления сдвигу грунта засыпки в надводной зоне;

извлечение образцов металла шпунта и анкерных тяг и определение его механических свойств (предела прочности, предела пропорциональности, ударной вязкости и модуля упругости);

определение (при необходимости) геотехнических характеристик грунтов оснований;

выборочный контроль узлов крепления и сочленения анкерных тяг;

установление глубины коррозии металла шпунта и анкерных тяг;

определение провисания анкерных тяг;

проверку наличия и измерение гидростатического напора грунтовой воды на набережную;

установление геометрических размеров элементов конструкции;

измерение вибрационных параметров грунта засыпки при движении и работе средств механизации и транспорта;

определение степени агрессивности окружающей водно-грунтовой среды по отношению к конструкционному материалу сооружения;

водолазное обследование шпунтовой стенки.

В большинстве случаев выполнение полного цикла натурных исследований не обязательно. В частности, измерения параметров вибрационного режима грунта засыпки при работе и движении средств механизации и транспорта осуществляют лишь тогда, когда на причалах используют средства механизации и транспорта, данные о вибрационном режиме которых неизвестны.

Полный цикл натурных исследований причальных набережных в виде заанкерованных железобетонных больверков включает следующие дополнительные работы: проверку поверхностной прочности бетона шпунта в доступной для измерений зоне, измерение напряжений в рабочей арматуре на лицевой стороне надводной зоны шпунта. Рекомендуется измерять также напряжения в рабочей арматуре на тыловой плоскости шпунта (со стороны засыпки), для чего следует отрыть специальные шурфы [7].

В полный цикл натурных исследований массивных гравитационных набережных входят:

пробная огрузка набережной с измерением плановых и высотных смещений верха стенки, а также кренов стенки;

промеры глубин в прикордонной полосе;

определение относительной плотности, объемной массы и сопротивления сдвигу грунта засыпки в надводной зоне;

установление (при необходимости) геотехнических характеристик грунтов основания;

определение поверхностной и глубинной прочности бетона конструктивных элементов набережной;

установление геометрических размеров элементов конструкции в доступной для измерений зоне;

проверку наличия и измерение гидростатического напора грунтовой воды на набережную;

измерение степени агрессивности окружающей водно-грунтовой среды по отношению к конструкционному материалу сооружения.

Для ряжевых набережных наряду с перечисленными выполняют следующие дополнительные работы: выявляют наличие гниения древесины и признаки деятельности древоточцев; проверяют состояние врубок и других конструктивных элементов, обеспечивающих прочность и жесткость ряжа; измеряют полные фибровые напряжения в древесине; определяют механические свойства древесины.

Состав измерений и расчетов, выполняемых для определения несущей способности эксплуатируемых причальных набережных, зависит от конструкции, технического состояния, возраста последних, наличия технической документации, режима предшествовавшей эксплуатации и инженерно-геологических условий.

Возможная информация о причальном сооружении и состав работ при натурных исследованиях представлены в виде двух перечней.

I. Перечень информационных материалов о сооружении

1. Рабочие чертежи и исполнительная документация.
2. Геотехнические характеристики грунтов оснований.
3. Паспорт, выданный на основании исследований, выполненных не ранее чем за 6 лет до производимой проверки.
4. Результаты натурных исследований (срок давности до 3 лет).
5. Сведения о предшествующих ремонтах.
6. Результаты регламентированных наблюдений с момента постройки сооружения.
7. Результаты регламентированных наблюдений за последние 2 года.
8. Грунты основания неползучие.
9. Грунты основания ползучие.
10. Возраст сооружения до 5 лет.
11. Возраст сооружения 5—10 лет.
12. Возраст сооружения 10—20 лет.

II. Перечень возможных работ

1. Визуальное обследование с проверкой состояния основных несущих элементов и узлов их сопряжения.
2. Пробная огрузка и сопутствующие ей измерения.
3. Водолазное обследование.
4. Промеры глубин в прикордонной полосе.
5. Измерение усилий в анкерных тягах.
6. Измерение напряжений в стальном шпунте.

7. Измерение напряжений в арматуре железобетонного шпунта или других несущих элементов.
8. Измерение прогибов (кренов) лицевых стенок.
9. Измерение поверхностной прочности бетона.
10. Измерение глубинной прочности бетона.
11. Определение механических характеристик металла шпунта.
12. Определение механических характеристик металла анкерных тяг.
13. Проверка степени коррозии стального шпунта.
14. Проверка степени коррозии анкерных тяг.
15. Определение геотехнических характеристик грунта засыпки.
16. Определение геотехнических характеристик грунта основания.
17. Осциллографирование приращения усилий в несущих элементах конструкции при работе и движении средств механизации и транспорта.
18. Проверка пораженности древесины гниением и выявление признаков деятельности древоточцев.
19. Измерение напряжений в древесине.
20. Измерение напора грунтовой воды на стенку.
21. Проверка наличия агрессивных воздействий среды на конструкционные материалы сооружения.
22. Проверка наличия блуждающих токов и токов утечки.
23. Статические расчеты конструкции.
24. Расчеты конструкции на длительную прочность.
25. Расчеты с учетом имеющихся повреждений.

Состав работ, необходимых для определения несущей способности некоторых типов причальных сооружений, приведен в табл. 11.

Очень важным является вопрос о пробной загрузке причальных сооружений при проведении натурных исследований.

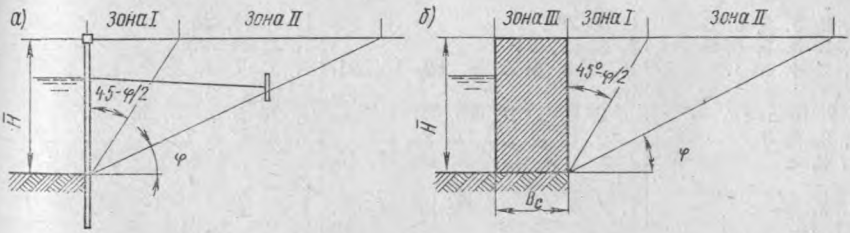


Рис. 37. Схемы опытной загрузки причальных набережных:
φ — угол внутреннего трения грунта

Пробную загрузку верхнего строения сквозной безраспорной причальной набережной следует проводить по схемам, создающим наибольшие усилия в сваях (опорных элементах), наибольшие пролетные изгибающие моменты в продольных и поперечных балках, наибольшие опорные изгибающие моменты в продольных и поперечных балках.

Пробную загрузку распорных причальных набережных (рис. 37, *а*) проводят, как правило, при высоких горизонтах воды. Первоначально в несколько этапов (не менее трех) загружают зону *I*, ограничиваемую плоскостью обрушения, идущей от уровня дна. Далее, также в несколько этапов, загружают зону *II*,

Имеющаяся информация о сооружении (по пунктам перечня *I*)	Состав работ (по пунктам перечня *II*)	
	при отсутствии повреждений несущих элементов	при наличии повреждений несущих элементов
Одноанкерные и двуханкерные больверки из стального шпунта		
1, 2, 3, 5, 6, 8	1, 3, 23	1, 3, 23, 25
1, 2, 3, 5, 6, 9	1, 3, 23, 24	1, 3, 23, 24, 25
1, 2, 4, 6,	1, 2, 3, 4, 5, 15, 20, 21, 22, 23	1, 2, 3, 4, 5, 15, 20, 21, 22, 23, 25
1, 2, 6, 8	1, 2, 3, 5, 6, 11, 15, 23	1, 2 3, 5, 6, 11, 15, 23, 25
1, 2, 6, 9	1, 2, 3, 4, 5, 6, 11, 15, 23, 24	1, 2, 3, 5, 6, 11, 15, 23, 24, 25
1, 2, 8	1, 2, 3, 4, 5, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 21, 22, 23	1, 2, 3, 4, 5, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 21, 22, 23, 25
1, 2, 9	1, 2, 3, 4, 5, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 21, 22, 23, 24	1, 2, 3, 4, 5, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 21, 22, 23, 24, 25
1, 8, 10	1, 2, 3, 4, 5, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 21, 22, 23	1, 2, 3, 4, 5, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 25
1, 9, 10	1, 2, 3, 4, 5, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 24	1, 2, 3, 4, 5, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 24, 25
8, 11	1, 2, 3, 4, 5, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 20, 21, 22, 23	1, 2, 3, 4, 5, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 25, 17
Одноанкерные и двуханкерные больверки из железобетонного шпунта		
1, 2, 3, 5, 6, 8	1, 3, 23	1, 3, 23, 25
1, 2, 3, 5, 6, 9	1, 3, 23, 24	1, 3, 24, 25
1, 2, 4, 8	1, 2, 3, 4, 5, 9, 12, 15, 21, 22	1, 2, 3, 4, 5, 9, 12, 15, 21, 22, 23, 25
1 2, 6, 8	1, 2, 3, 5, 12, 15, 23	1, 2, 3, 5, 12, 15, 23, 25
1, 2, 6, 9	1, 2, 3, 5, 12, 15, 23, 24	1, 2, 3, 5, 12, 15, 23, 24, 25
1, 2, 8	1 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 21, 23	1 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 21, 23, 25
1, 2, 9	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 21, 23, 24	1, 2, 3, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 21, 23, 24, 25
1, 8, 10	1, 2, 3, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 16, 21, 23, 4	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 16, 21, 23, 25
1, 9, 10	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 16, 21, 23, 24	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 16, 21, 23, 24, 25
8, 11	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 16, 17, 20, 21, 23	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 12, 14, 15, 16, 17, 20, 21, 23, 25
9, 11	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 12, 14, 15, 16, 17, 20, 21, 23, 24	1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 12, 14, 15, 16, 17, 20, 21, 23, 24, 25
Тонкие подпорные стенки, заанкерованные наклонными сваями		
1, 2, 3, 4, 5, 6, 8	1, 3, 23	1, 3, 23, 25
1, 2, 3, 5, 6, 9	1, 3, 23, 24	1, 3, 23, 24, 25
1, 2, 4, 5, 7, 8	1, 3, 15, 23	1, 3, 15, 23, 25
1, 2, 6, 8	1, 3, 4, 8, 9, 15, 23	1, 3, 4, 8, 9, 15, 23, 25
1, 2, 6, 9	1, 3, 8, 15, 4, 9, 23, 24	1, 3, 4, 8, 9, 15, 23, 24, 25

Продолжение табл. 11

Имеющаяся информация о сооружении (по пунктам перечня *I*)	Состав работ (по пунктам перечня *II*)	
	при отсутствии повреждений несущих элементов	при наличии повреждений несущих элементов
1, 2, 8	1, 2, 3, 4, 8, 9, 15, 20, 21, 22, 23	1, 2, 3, 4, 8, 9, 15, 20, 21, 22, 23, 25
1, 2, 9	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 20, 21, 23, 24	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 20, 21, 23, 24, 25
1, 8, 10	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 20, 21, 23	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 20, 23, 25
1, 9, 10	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 24	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 24, 25
8, 11	1 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 24	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 17, 20, 21, 22, 23, 25
9, 11	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 17, 20, 21, 23, 24	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 15, 16, 17, 20, 21, 23, 24, 25
Гравитационные стенки из массивовой кладки		
1, 2, 3, 5, 6	1, 3, 15, 21, 23	1 3, 15, 21, 23, 25
1, 2, 4	1, 3, 4, 9, 10, 15, 21, 23	1, 3, 4, 9, 10, 15, 21, 23, 25
1, 2	1, 2, 3, 4, 9, 10, 15, 20, 21, 23	1, 2, 3, 4, 9, 10, 15, 20, 21, 23, 25
—	1, 2, 3, 4, 8, 9, 10, 15, 16, 20, 21, 23	1, 2, 3, 4, 8, 10, 15, 16, 20, 21, 23, 25
Ряжевые стенки		
1, 2, 3, 5, 6	1, 3, 15, 19, 23	1, 3, 15, 19, 23, 25
1, 2, 4	1, 3, 4, 8, 15, 18, 19, 23	1, 3, 4, 8, 15, 18, 19, 23, 25
1, 2	1, 2, 3, 4, 8, 9, 15, 16, 18, 19, 23	1, 2, 3, 4, 8, 9, 15, 16, 18, 19, 23, 25
—	1, 2, 3, 4, 8, 9, 15, 16, 18, 19, 21, 23	1, 2, 3, 4, 8, 9, 15, 16, 18, 19, 21, 23, 25

ограниченную плоскостью естественного откоса, проведенной от уровня дна (при этом нагрузка в зоне *I* сохраняется). Протяженность загружаемого участка по фронту сооружения должна быть не менее 3 $\overline{H}$ (где $\overline{H}$ — свободная высота набережной) и не менее протяженности секции, отделенной от остальной части сооружения температурно-осадочными швами.

При пробной загрузке гравитационных набережных (рис. 37, *б*) плоскости обрушения и естественного откоса проводят от задней грани подошвы стенки. При этом кордонную границу зоны загружения *I* устанавливают на расстоянии B_c от лицевой плоскости набережной (B_c — ширина подошвы стенки). После загружения зон *I* и *II* загружают зону *III* шириной B_c (в пределах подошвы стенки).

Для правильного определения несущей способности сооружения по результатам натурных исследований необходимо знать, на какие значения, полученные при измерениях, следует ориентироваться при назначении допускаемых эксплуатационных на-

грузок на него (учитывая закономерный разброс параметров состояний однотипных элементов конструкции). Рекомендации, основанные на многолетнем опыте исследования сооружений, сводятся к следующему.

При четырех и менее однотипных опытных элементах несущую способность конструкции можно оценивать по наибольшему значению измерявшегося параметра ее напряженно-деформированного состояния (напряжения, прогиба, смещения и др.) и наименьшим значениям показателей прочности конструкционных материалов.

Если количество однотипных опытных элементов более четырех, несущую способность конструкции рекомендуется оценивать по математическому ожиданию измеренных параметров напряженно-деформированного состояния, сложенному с тройным средним квадратичным отклонением. Параметры прочности конструкционного материала следует принимать равными математическому ожиданию за вычетом тройного среднего квадратичного отклонения.

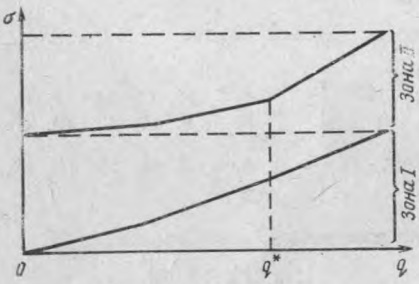


Рис. 38. График приращения напряжений в элементе конструкции набережной при ее пробном загружении

По результатам измерений, выполненных в процессе пробных загрузок причальных набережных, строят графики зависимости измерявшихся параметров от интенсивности нагрузки на причалы. Применительно к распорным набережным получают кривые для зон загружения *I* и *II* (рис. 38). По виду кривых определяют ранее действовавшую на сооружение нагрузку [7]. Если кривая имеет перелом, после которого интенсивность возрастания измерявшегося параметра становится существенно большей по сравнению с начальным участком, фиксируют нагрузку q^*, соответствующую этому перелому.

Для обоснованного назначения допускаемых эксплуатационных нагрузок на причал наряду с натурными исследованиями необходимо выполнить статические и прочностные расчеты, в процессе которых вычислить параметры напряженного состояния всех несущих элементов конструкции при следующих условиях: причал находится под воздействием полезной проектной нагрузки, полезная нагрузка на причал отсутствует, причал находится под воздействием опытной нагрузки. Кроме того, проводят расчеты по определению предельных нагрузок на причалы по условию общей устойчивости набережных.

Определение допускаемых нагрузок на причалы по результатам натурных измерений и расчетов производят следующим образом. В тех случаях, когда в процессе исследований проб-

ную загрузку сооружений не производят, допускаемую нагрузку на причал определяют по результатам измерений полных напряжений, действующих в несущих элементах конструкций. По данным о ранее действовавшей на причал нагрузке расчетным путем вычисляют вызванные ею приращения усилий в сооружении, устанавливают закономерность приращения усилий, что является основой для назначения допускаемой нагрузки на причал.

При выборе допускаемой нагрузки (если она превышает проектную) ориентируются на напряжения в лимитирующих элементах конструкции, несколько уменьшенные по сравнению с предельно допустимыми. Такой подход гарантирует надежность работы сооружения, несмотря на возможные погрешности методики расчета по определению усилий в его элементах от нагрузок на причал.

При наличии графиков приращений усилий в лимитирующих элементах конструкций, построенных на основании пробной загрузки, допускаемую нагрузку на причал определяют с учетом вида кривых на графиках.

Если на кривых имеется характерный перелом (см. рис. 38), при значении q^*, превышающем проектную нагрузку q, допускаемая нагрузка на причал

$$q_{\text{доп}} = q + (q^* - q)\, k', \tag{49}$$

где k' — коэффициент, значение которого зависит от отношения полного измеренного напряжения σ к предельно допустимому напряжению (усилию) $[\sigma]$ в лимитирующем элементе конструкции (табл. 12). Значение σ определяют при максимальной пробной нагрузке на причал $q_{\text{проб}}$.

Таблица 12

$\sigma/[\sigma]$	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k'	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9

Независимо от результатов, получаемых по формуле (49), допускаемую нагрузку устанавливают не выше максимальной пробной нагрузки $q_{\text{проб}}$.

Если на графиках приращения усилий в лимитирующих элементах конструкций, построенных на основании пробной загрузки, кривые не имеют характерного перелома, допускаемая нагрузка на причал

$$q_{\text{доп}} = \bar{\xi}\, q_{\text{проб}}, \tag{50}$$

где $\bar{\xi}$ — коэффициент, значение которого зависит от отношения полного измеренного напряжения σ к предельно допустимому напряжению (усилию) $[\sigma]$ в лимитирующем элементе конструкции (табл. 13).

Таблица 13

$\sigma/[\sigma]$	0,8	0,9	1,0
$\bar{\xi}$	1,0	0,95	0,9

При значениях отношения $\sigma/[\sigma]$, не приведенных в табл. 13, $\bar{\xi}$ принимают по интерполяции.

Методика определения несущей способности поврежденных причальных сооружений на основании специальных расчетов. Для того чтобы определить несущую способность причального сооружения, имеющего те или иные локальные повреждения или ослабления, необходимо знать, какой несущей способностью оно обладало до получения повреждения. Исходную несущую способность сооружения можно принимать по проектным данным.

Методы определения допускаемых нагрузок на причальные набережные, имеющие различного рода локальные повреждения, базируются в основном на разработках А. П. Бенуа и авторов [31]. Хотя приведенные методы и гарантируют безопасность эксплуатации локально поврежденных набережных, ее следует допускать только на минимальный период, необходимый для устранения повреждений. Повреждениями, требующими изменения режима эксплуатации причальных сооружений, считаются такие изменения параметров конструкций, которые приводят к нарастанию в них напряжений, разупрочнению конструкционных материалов или снижению общей устойчивости сооружений.

У *набережных в виде заанкерованных больверков* основными являются повреждения анкерующих устройств и лицевых стенок.

Анкерующие устройства считаются поврежденными у конструкций, заанкерованных стальными тягами за плиты и свайные опоры: при обрыве отдельных тяг; при провисании тяг в случаях, когда отношение стрелки прогиба к длине тяги превышает 0,05; при выходе из строя или неудовлетворительной работе узлов крепления тяг к лицевой стенке и анкерным опорам; при неравномерности натяжения анкерных тяг, когда усилие в рассматриваемой тяге отличается от среднего, действующего в остальных тягах, более чем в 2 раза; при подвижках анкерных опор более чем на 0,005 $\bar{H}$ для железобетонного шпунта и 0,01 $\bar{H}$ для металлического ($\bar{H}$ — свободная высота набережной).

Анкерующие устройства считаются поврежденными у конструкций, заанкерованных наклонными сваями (козловых больверков), при нарушении узлов заделки свай в омоноличивающую балку, сопровождающемся образованием сквозных трещин, и при изломах свай.

При наличии трех и более поврежденных анкерных устройств подряд и в тех случаях, когда в пределах секции набережной повреждено более 20% анкерных устройств, дальнейшая эксплуатация данного участка набережной должна быть прекращена. В остальных случаях нагрузки на определенные участки причалов ограничивают. Степень указанного ограничения определяют исходя из расчетной схемы анкерного пояса жесткости как многопролетной балки, находящейся под равномерно распределенной нагрузкой s (рис. 39), уравновешивающей опорные реакции, каждая из которых равна усилию в анкере $R_{ан}$. В анкерных тягах, находящихся рядом с неработающей, усилия возрастают на величину $\Delta R_{ан}$, а в соседних (через одну) тягах — на величину $\Delta' R_{ан}$. После вычисления значений $\Delta R_{ан}$ и $\Delta' R_{ан}$ допускаемую нагрузку на участок причала протяженностью $l_1 = 6l_а$ определяют по формуле

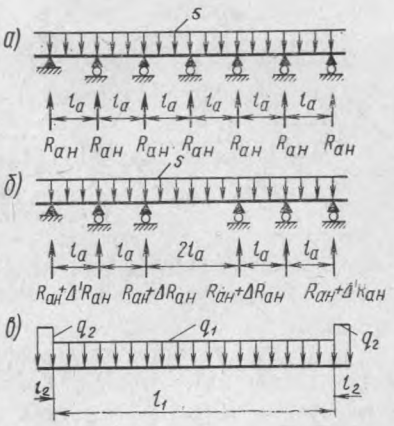


Рис. 39. Схема для определения несущей способности тонкостенных причальных набережных:

а — все тяги работают; *б* — одна тяга повреждена; *в* — допускаемые нагрузки на причал при поврежденной тяге

$$q_1 = q\,(R_{ан} - R_{ан_0} - \Delta R_{ан})/(R_{ан} - R_{ан_0}), \tag{51}$$

где $R_{ан}$ — расчетное усилие в анкерной тяге при действии проектной нагрузки q;

$R_{ан_0}$ — расчетное усилие в анкерной тяге при отсутствии нагрузок на причале.

На участках протяженностью $l_2 = 2l_а$ с обеих сторон от участка l_1 нагрузку на причал ограничивают значением

$$q_2 = q\,(R_{ан} - R_{ан_0} - \Delta' R_{ан})/(R_{ан} - R_{ан_0}), \tag{52}$$

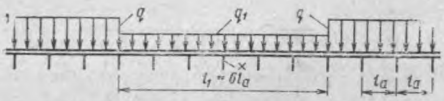
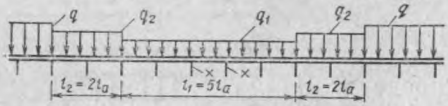
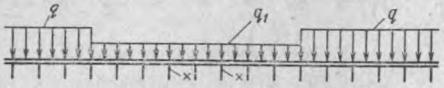
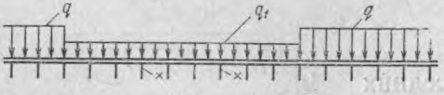
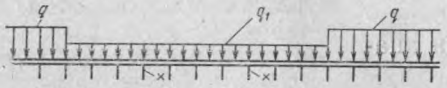
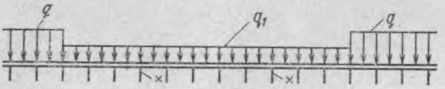
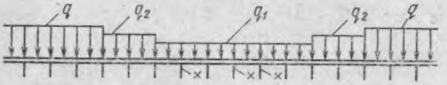
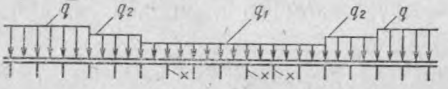
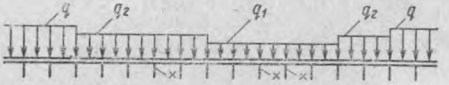
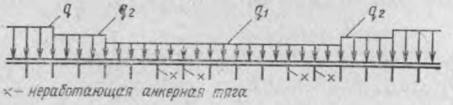
на более удаленных участках допускаемую нагрузку принимают по проекту.

Если на набережной не одна, а несколько различным образом расположенных поврежденных анкерных тяг, вопрос об ограничении нагрузок на причалы решают аналогично тому, как это рекомендовано в рассмотренном случае, но значения $\Delta R_{ан}$ и $\Delta' R_{ан}$ определяют исходя из конкретной схемы многопролетной балки. Значения $\Delta R_{ан}$ и $\Delta' R_{ан}$ удобно вычислять по формулам:

$$\Delta R_{ан} = \overline{\nu}_1 R_{ан}; \quad \Delta' R_{ан} = \overline{\nu}_2 R_{ан}, \tag{53}$$

где $\overline{\nu}_1$, $\overline{\nu}_2$ — коэффициенты, устанавливающие связь приращений усилий соответственно в тягах, находящихся рядом с поврежденной, и в соседних (через одну) тягах с исходным значением анкерной реакции при отсутствии повреждений (табл. 14).

Таблица 14

Схема повреждения	$n_т$	$\bar{\nu}_1$	$\bar{\nu}_2$
	6	0,18	—
	9	0,20	0,10
	8	0,20	—
	9	0,20	—
	10	0,19	—
	11	0,19	—
	10	0,25	0,15
	11	0,25	0,15
	12	0,25	0,15
	14	0,25	0,18

× — неработающая анкерная тяга

Примечание. В таблице приведены значения коэффициентов $\bar{\nu}_1$ и $\bar{\nu}_2$ для наиболее распространенных схем повреждений, для остальных возможных схем повреждений их вычисляют исходя из расчетной схемы многопролетной балки.

Протяженность участка, на котором нагрузку ограничивают, $l_0 = n_т l_а$, где $n_т$ — специальный коэффициент (см. табл. 14).

Если расчетное напряжение в наиболее нагруженной тяге $\sigma > [\sigma]$, то независимо от результатов, получаемых по формулам (51) и (52), эксплуатация участка причала должна быть прекращена.

При значительных провисаниях анкерных тяг нагрузки на причал также ограничивают. Допускаемая нагрузка в этих случаях

$$q_1 = q\,(f - f_п)/f_п, \qquad (54)$$

где f — провисание тяги, превышающее значение $f_п$;
$f_п$ — предельно допустимое значение провисания тяги, уменьшенное вдвое.

Лицевые стенки причальных набережных больверкового типа из железобетонного шпунта считаются поврежденными при сквозных трещинах и изломах; при поверхностных дефектах, глубина которых превышает толщину защитного слоя бетона; при разупрочнении бетона более чем на 15% по отношению к проектной прочности.

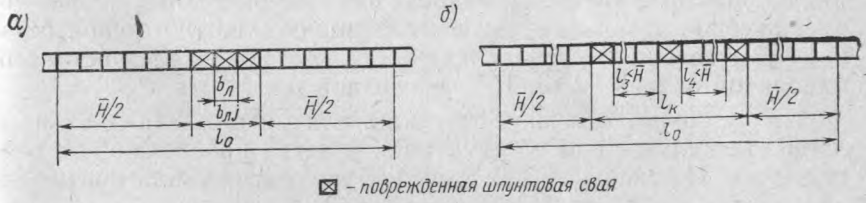


Рис. 40. Схема для определения длины участка причала с ограничиваемой нагрузкой при повреждении шпунтовых свай

Лицевые стенки из металлического шпунта считаются поврежденными при сквозных трещинах и изломах; при вмятинах, приводящих к тому, что момент сопротивления сечения уменьшается более чем на 15%; при глубине коррозии, которая на 100% и более превышает учтенную проектом.

Эксплуатация участков набережных должна быть прекращена при наличии более двух расположенных рядом железобетонных шпунтовых свай таврового профиля со сквозными изломами, более трех расположенных рядом плоских железобетонных шпунтовых свай со сквозными изломами, более четырех расположенных подряд стальных шпунтовых свай со сквозными изломами.

Если поврежденные шпунтовые сваи (лицевые элементы набережной) расположены подряд (рис. 40, *а*), то нагрузка на причал ограничивается на участке протяженностью $l_0 = \bar{H} + b_{лj}$, где $\bar{H}$ — свободная высота стенки; $b_л$ — ширина лицевого эле-

мента (шпунтовой сваи); j — количество расположенных подряд поврежденных элементов. Если имеется несколько расположенных вразброс поврежденных шпунтовых свай и расстояние между ближайшими из них меньше или равно $\overline{H}$ (рис. 40, *б*), нагрузка на причал ограничивается на участке протяженностью $l_0=\overline{H}+l_к$, где $l_к$ — расстояние между крайними поврежденными шпунтовыми сваями.

В пределах участка длиной l_0 допустимая нагрузка на причал

$$q_1 = q\,[1 - (W - W_{пов})/(W - W_0)], \qquad (55)$$

где W, $W_{пов}$ — момент сопротивления участка стенки протяженностью l_0 по фронту соответственно по проекту и при наличии повреждения; W_0 — расчетный момент сопротивления участка стенки протяженностью l_0, который необходим для восприятия нагрузки только от распора грунта ($q=0$).

У *набережных гравитационного типа из тонкостенных элементов* так же, как и у больверков, основными являются повреждения лицевых стенок и анкерующих устройств.

Лицевые стенки считаются поврежденными, если они имеют сквозные трещины, изломы или поверхностные повреждения, глубина которых превышает толщину защитного слоя бетона, а также при снижении прочности бетона железобетонных элементов более чем на 10% проектной прочности.

При наличии сквозной трещины или излома вертикального элемента дальнейшая эксплуатация участка набережной не разрешается. Из эксплуатации выводят участок причала протяженностью $l_0=b_л+\overline{H}$. При наличии поверхностного повреждения (без сквозной трещины или излома) лицевого элемента нагрузку на причал ограничивают на участке протяженностью $l_0=3b_л$. Допустимая нагрузка в пределах данного участка

$$q_1 = q(W'_{пов} - W'_0)/(W' - W'_0). \qquad (56)$$

где q — проектная нагрузка;
$W'_{пов}$ — момент сопротивления поврежденного лицевого элемента (с учетом арматуры);
W'_0 — момент сопротивления лицевого элемента (с учетом арматуры), который необходим для восприятия нагрузки только от распора грунта ($q=0$);
W' — момент сопротивления лицевого элемента (с учетом арматуры) по проекту.

При $W'_{пов} \leqslant W'_0$ дальнейшая эксплуатация участка запрещается.

При повреждениях анкерующих устройств набережных гравитационного типа из тонкостенных элементов дальнейшая эксплуатация участка набережной протяженностью $l_0=b_л+\overline{H}$ не допускается.

Нагрузку на набережные следует ограничивать и при их чрезмерных общих деформациях.

Допускаемую нагрузку на участок набережной ограничивают в следующих случаях: при наклоне лицевого элемента более 0,5° (сверх наклона, образовавшегося во время строительства); при осадке кордонной балки более 10 см (сверх осадки, образовавшейся во время строительства). В этих случаях нагрузку ограничивают на участке причала протяженностью $l_0 = l_н + 2b_л$, где $l_н$ — длина участка, на котором есть наклон или осадка лицевых элементов.

Допускаемую нагрузку при наклоне лицевого элемента для этого участка определяют из отношения q_1/q, значения которого приведены в табл. 15, или по формуле

$$q_1 = q\,(0{,}5 - \bar{\nu})/0{,}5, \tag{57}$$

где $\bar{\nu}$ — угол наклона лицевого элемента сверх допустимого, °.

Таблица 15

q_1/q	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2
$\bar{\nu}$, °	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4

При осадке кордонной балки допустимую нагрузку для участка протяженностью l_0 определяют из отношения, значения которого приведены в табл. 16, или по формуле

$$q_1 = q\,(10 - \bar{h})/10, \tag{58}$$

где $\bar{h}$ — осадка кордонной балки сверх допустимой, см.

Таблица 16

q_1/q	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2
$\bar{h}$, *см*	1	2	4	6	8

У *свайных причальных набережных (высоких и низких свайных ростверков, безраспорных конструкций)* повреждения получают ростверки и сваи. Ростверки свайных причальных набережных считаются поврежденными в случаях, когда поверхностные повреждения уменьшают расчетный момент сопротивления в рассматриваемом сечении более чем на 15%, а также при снижении прочности бетона более чем на 10% проектной прочности. При уменьшении момента сопротивления в опасном сечении более чем на 25% эксплуатация участка набережной запрещается.

При повреждениях ростверка нагрузку на причал ограничивают на участке протяженностью

$$l_0 = 2h_р \operatorname{tg}(45° - \varphi/2) + l_п, \qquad (59)$$

где $h_р$ — высота ростверка;

φ — угол внутреннего трения грунта засыпки;

$l_п$ — длина поврежденного участка.

В пределах указанного участка допускаемую нагрузку определяют по формуле (56), в которой под $W'_{пов}$, W'_0 и W' следует понимать соответствующие моменты сопротивления ростверка в опасном сечении.

Сваи считаются поврежденными в следующих случаях: при частичном или полном отрыве от ростверка; при наличии сквозных трещин, изломов, а также поверхностных повреждений, глубина которых превышает толщину защитного слоя бетона; при снижении прочности бетона более чем на 10% проектной прочности.

Дальнейшая эксплуатация участка набережной не разрешается, если более двух расположенных подряд свай имеют сквозные трещины, изломы или отрыв от ростверка, а также при наличии в пределах секции более 20% свай, имеющих сквозные трещины или изломы. Если одна либо две расположенные рядом сваи имеют сквозные трещины, изломы, или при их отрыве от ростверка нагрузку на причал ограничивают на участке протяженностью $l_0 = m_1 l_{св}$, где m_1 — коэффициент, зависящий от количества поврежденных свай; $l_{св}$ — шаг свай вдоль причального фронта. Если повреждена одна свая, $m_1 = 4$, $q_1/q = 0{,}6$, если повреждены две расположенные подряд сваи, $m_1 = 5$, $q_1/q = 0{,}3$.

Если на набережной несколько вразброс расположенных свай, имеющих сквозные трещины, изломы (при отрыве свай от ростверка), и расстояние между ближайшими из них превышает $m_1 l_{св}$, то протяженность участков причала, нагрузки на которые ограничивают, и значения этих нагрузок определяют для каждого участка отдельно, аналогично тому, как это рекомендовано при наличии одной либо двух расположенных рядом свай, имеющих сквозные трещины, изломы, или при их отрыве от ростверка.

При наличии нескольких вразброс расположенных свай со сквозными трещинами, изломами (при их отрыве от ростверка) и если расстояние между ближайшими из них равно или меньше $m_1 l_{св}$, нагрузку на причал ограничивают в соответствии с новым расчетом конструкции.

При наличии нескольких подряд расположенных с поверхностными повреждениями свай нагрузку на причал ограничивают на участке протяженностью $l_0 = m_2 l_{св}$, где m_2 — коффициент, зависящий от количества поврежденных свай (табл. 17).

Таблица 17

Количество расположенных подряд свай с поверхностными повреждениями	1	2	3	4	5	6
Коэффициент m_2	4	5	6	7	8	9

В пределах указанного участка допустимую нагрузку определяют из отношения q_1/q, значения которого приведены в табл. 18.

Таблица 18

Количество расположенных подряд свай с поверхностными повреждениями	q_1/q при $F_{пов}$					
	$0{,}9F_п$	$0{,}8F_п$	$0{,}7F_п$	$0{,}6F_п$	$0{,}5F_п$	$0{,}4F_п$
1	0,9	0,8	0,7	0,7	0,6	0,6
2	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
3	0,8	0,6	0,4	0,1	0	0
4	0,7	0,4	0,1	0	0	0
5	0,6	0,3	0	0	0	0
6	0,5	0	0	0	0	0

Примечание. $F_{пов}$ — среднее значение площади поврежденных свай в ослабленных сечениях; $F_п$ — площадь поперечного сечения по проекту.

Если на набережной несколько вразброс расположенных свай с поверхностными повреждениями и расстояние между ближайшими из них меньше или равно $m_2 l_{св}$, допустимо считать, что повреждены не отдельные, а все сваи и значение допустимой нагрузки определяют также из отношения q_1/q (см. табл. 18).

8. УСИЛЕНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения. Одним из наиболее распространенных типов портовых сооружений являются причальные набережные больверкового типа, поэтому освещены основные методы усиления больверков, которые в большинстве случаев вполне приемлемы и для других тонкостенных конструкций.

Напряженно-деформированное состояние больверков определяется характером их взаимодействия с грунтами основания и засыпки [6, 8, 18]. Больверкам в большей степени, чем другим распорным сооружениям, присущ «эффект наследственности», который состоит в том, что после удаления воздействовавших на них нагрузок вызванные этими нагрузками приращения напряжений в конструкциях полностью не снимаются [7, 10].

Коэффициент «наследственности» $\xi_н$, представляющий собой отношение остаточного приращения напряжения от удаленной нагрузки $\Delta\sigma'$ к исходному значению этого приращения $\Delta\sigma$, в большинстве случаев равен 0,9—0,97 (приращения напряжений практически совсем не снимаются). В связи с этим к схемам усиления больверков предъявляют специфические требования, главное из них состоит в том, что при усилении необходимо, как правило, предусматривать частичную разгрузку старых элементов конструкции (сброс усилий).

Всякое усиление, проводимое с частичной разгрузкой сооружения, более эффективно для повышения его несущей способности, чем безразгрузочное.

У больверков эффект усиления может быть достигнут как в результате введения в их состав усиливающих элементов, так и без введения таких элементов, только путем создания условий для более благоприятного распределения усилий в старых элементах.

Конструктивную схему усиления больверка необходимо выбирать в зависимости от того, какие старые элементы в рассматриваемом случае лимитируют его несущую способность. Несущая способность сооружений больверкового типа может ограничиваться прочностью и устойчивостью лицевых стенок и анкерных устройств, общей устойчивостью конструкции в целом.

Повышение несущей способности лицевых стенок. Возможны два основных способа повышения несущей способности лицевой стенки: введение в состав сооружения добавочных конструктивных элементов для восприятия части нагрузки, действующей на стенку, или для повышения ее устойчивости при вращении относительно точек крепления анкеров; создание условий для более благоприятного распределения напряжений в стенке.

В качестве усиливающих (разгружающих) элементов могут быть использованы: экранирующие сваи *2*, погружаемые со стороны засыпки (рис. 41, *а*); разгружающие платформы *3*, полностью или частично воспринимающие нагрузки от полезных грузов на части прикордонной полосы причалов (рис. 41, *б*); дополнительная шпунтовая стенка *5*, погружаемая перед существующей стенкой *1* (рис. 41, *в*).

Стальные шпунтовые стенки, которые на участке свободной высоты $\overline{H}$ в межнавигационный период «обсыхают», можно также усиливать путем наварки стальных полос. Такой способ усиления приемлем, если несущая способность стенки ограничивается изгибающим моментом в ее пролетной части, а не на участке ниже уровня дна.

Усиление лицевых стенок по схемам *I* и *II* (см. рис. 41, *а*) целесообразно проводить в тех случаях, когда за ними нет разгружающей каменной призмы, а по схеме *V* (см. рис. 41, *в*) в тех случаях, когда такая призма имеется.

Для усиления по схемам *I* и *II* в качестве экранирующих могут быть использованы стальные и железобетонные сваи. В связи с тем что внедрение в грунт экранирующих свай сопровождается его «распиранием», способным вызвать добавочную нагрузку на шпунт, рекомендуется отдавать предпочтение экранирующим элементам с открытым нижним концом. В качестве таких элементов могут применяться, например, отдельные или попарно сваренные в виде буквы X шпунтовые сваи корытного профиля

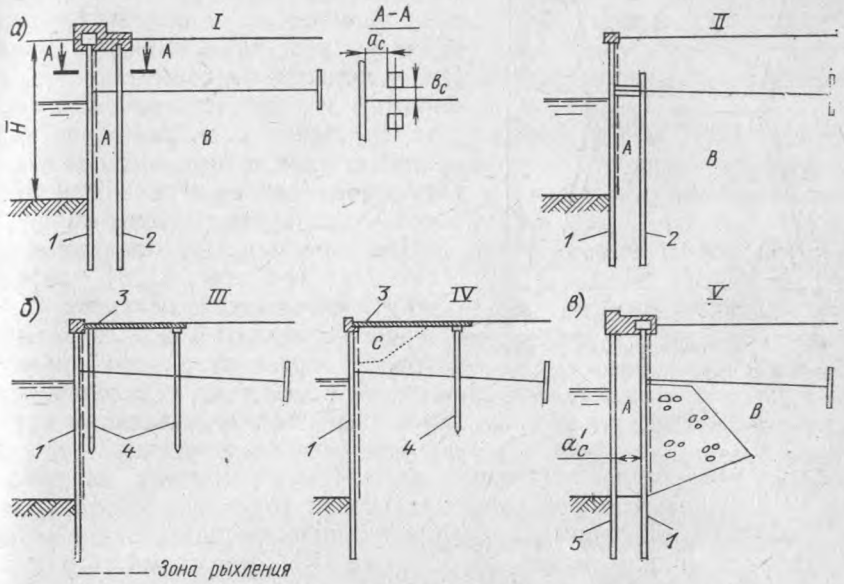


Рис. 41. Схемы усиления больверков

(рис. 42). При применении железобетонных экранирующих свай и относительной плотности грунта засыпки, превышающей 0,45, рекомендуется в местах забивки свай бурить лидирующие скважины с тем, чтобы исключить возникновение дополнительной нагрузки на стенку от «распирания» засыпки.

Расстояние между шпунтом и экранирующими сваями a_c (см. рис. 41, *а*) следует назначать с учетом расположения прикордонных подкрановых путей и конструктивных особенностей кордонной балки на шпунте. Оптимальным является расстояние $a_c = 1{,}5 \div 2$ м. Не рекомендуется назначать $a_c < 1$ м и $a_c > 2{,}5$ м. Расстояние от экранирующих свай до анкерных тяг (или других анкерующих элементов) b_c не должно быть менее 0,5 м. В тех случаях, когда экранирующие сваи погружают при обнаженных участках анкерных тяг, значение b_c может быть уменьшено до 0,25 м.

Для включения в работу экранирующих свай после их забивки и устройства сопряжения со шпунтовой стенкой необходимо разрыхлить грунт в межсвайной зоне *А* (см. рис. 41, *а*) до уровня дна у причалов. Такое рыхление может быть осуществлено, например, шнековым бурением или путем забивки и последующего выдергивания стальных труб с открытыми нижними концами [7].

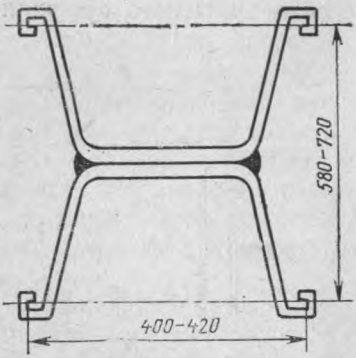


Рис. 42. Экранирующая свая из сваренных попарно стальных шпунтов корытного профиля

При усилении лицевых стенок по схеме *I* следует предусматривать омоноличивание в единый узел верха шпунта и экранирующих свай. При усилении по схеме *II* между шпунтом и экранирующими сваями устанавливают распорный элемент, исключающий возможность сближения голов свай со шпунтом в процессе эксплуатации набережной.

При усилении лицевых стенок по схеме *III* (см. рис. 41, *б*) между платформой и поверхностью грунта под ней оставляют зазор Δ, размер которого определяется соотношением $\Delta \geqslant \Delta_1 + \Delta_2$, где Δ_1 — упругое оседание свай, поддерживающих платформу; Δ_2 — максимальный прогиб платформы при действии на нее расчетной нагрузки.

В случаях усиления лицевых стенок путем устройства разгружающих платформ иногда предусматривается удаление части грунта засыпки (см. рис. 41, *б*, схема *IV*). Допустимость удаления грунта требуется обосновывать расчетами на восприятие нагрузок от навалов судов и от воздействия льда. Кроме того, предусматривают мероприятия по исключению скопления и замерзания воды в свободной зоне (зона *С* на рис. 41, *б*). Разгружающие платформы могут иметь опоры *4* как с лицевой, так и с тыловой стороны. В качестве лицевой опоры для платформ следует использовать сваи или шпунтовую стенку, если ее несущая способность достаточна для восприятия осевой силы. Конструкция узла сопряжения платформы со стенкой должна обеспечивать возможность подвижек стенки, возникающих при навалах судов.

В случаях усиления лицевых стенок по схеме *V* (см. рис. 41, *в*) рекомендуется принимать расстояние между ней и новой стенкой равным 1—1,5 м. Новую стенку лучше выполнять из стального шпунта. Стенки жестко связывают друг с другом единой омоноличивающей балкой. Целесообразно связывать стенки также на уровне точек крепления анкерных тяг. Зону *А* между стенками заполняют песчаным или гравелисто-галечниковым грунтом, тщательно уплотняют его до получения относи-

тельной плотности не менее 0,6. Если новую стенку возводят из железобетонного шпунта, особое внимание следует обращать на устройство надежной грунтозащиты.

Последовательность выполнения работ по усилению лицевых стенок по схеме *V* следующая: погружение новой стенки; соединение новой стенки со старой (в омоноличивающей балке оставляют отверстия для отсыпки и уплотнения грунта); заполнение грунтом (с уплотнением) зоны между стенками *A*; рыхление засыпки в месте контакта со старой стенкой в зоне *B*; заделка отверстий в омоноличивающей балке, оставленных для отсыпки грунта (часть отверстий оставляют для досыпки при необходимости грунта, который может вытекать при повреждении новой лицевой стенки).

Во избежание перегрузки старой стенки в результате виброразжижения грунта засыпки не следует погружать экранирующие опорные сваи под платформы, а также вторые шпунтовые стенки методом вибрации. Нельзя также применять вибраторы для уплотнения грунта в зоне *A* при усилении стенок по схеме *V*.

Наряду с приведенными на рис. 41, могут быть использованы и другие схемы усиления. Например, по верху экранирующих свай укладывают не связанную с кордонной балкой шпунта плиту, выполняющую роль разгружающей платформы (рис. 43), либо устанавливают парные или одиночные экранирующие сваи с балкой, которая служит основанием для прикордонных подкрановых путей (рис. 44) [1].

Проект усиления утратившего расчетную несущую способность двуханкерного стального больверка в Рыбинском порту (рис. 45, *а*) разработан Ленгипроречтрансом. Перед старой стенкой на расстоянии 1,6 м от нее забили дополнительную стенку из шпунта «Ларсен V». Стенку заанкеровали стальными тягами диаметром 70 мм, расположенными на расстоянии 1,68 м друг от друга. Верхняя часть старой стенки была срезана, тяги и плиты верхнего пояса анкеровки удалены. Промежуток между старой и усиливающей стенкой засыпали разнозернистым щебнем.

Сибгипроречтранс разработал для Нижневартовска проект одноанкерного больверка с разгружающей платформой (рис. 45, *б*).

Разгружающий и экранирующий элементы конструкции установлены не при усилении, а при строительстве набережной. Однако такое конструктивное решение может быть использовано и при усилении тонкостенных набережных. Стенка свободной высотой 12 м на песчаном основании выполнена из шпунта «Лар-

[1] РТМ 31.3008—75. Рекомендации по выбору конструктивных схем причальных сооружений при их усилении и реконструкции / Минморфлот СССР. М.: 1975. 80 с.

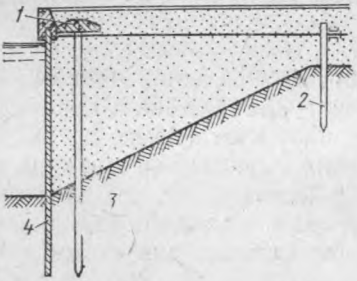


Рис. 43. Схема усиления больверка разгружающей платформой на сваях:

1 — разгружающая платформа; *2* — анкерная стенка; *3* — экранирующий ряд свай; *4* — шпунтовая стенка

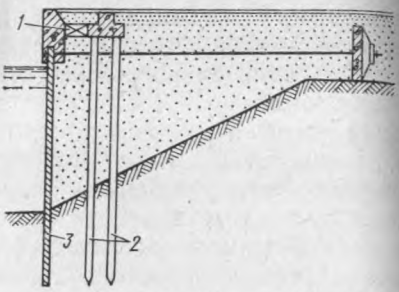
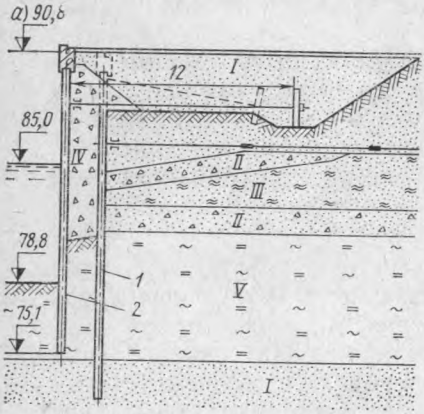
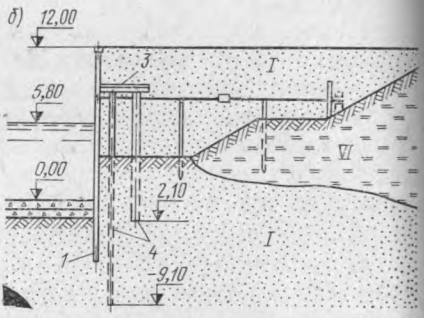


Рис. 44. Больверк, экранированный свайным основанием подкранового пути:

1 — распорка; *2* — свайное основание подкранового пути; *3* — шпунтовая стенка





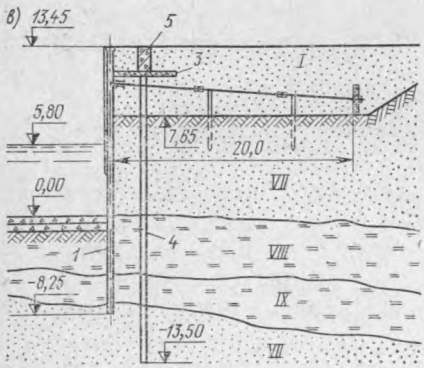


Рис. 45. Больверки с экранирующими и разгружающими устройствами (размеры в метрах):

а — набережная Рыбинского порта (проект реконструкции, разработанный Ленгипроречтрансом); *б* — причальная набережная с разгружающей платформой в Нижневартовске (проект Сибгипроречтранса) на двух рядах свай, *в* — на одном ряде свай; *1* — шпунтовая стенка; *2* — усиливающая шпунтовая стенка; *3* — *3* — разгружающая платформа; *4* — экранирующие сваи; *5* — подкрановая балка; *I* — песок ($\varphi=30°$); *II* — песок разнозернистый с гравием ($\varphi=32°$); *III* — заиленный грунт ($\varphi=22°$, $c=0{,}004$ МПа); *IV* — щебень разнозернистый; *V* — суглинок тяжелый илистый ($\varphi=22°$, $c=0{,}02$ МПа); *VI* — суглинок ($\varphi=11°$, $c=0{,}018$ МПа); *VII* — песок ($\varphi=33°$); *VIII* — суглинок ($\varphi=11°$, $c=0{,}026$ МПа); *IX* — суглинок ($\varphi=17°$ $c=0{,}044$ МПа)

сен V», заанкерована стальными тягами за работающую на выпор сплошную плиту из отрезков того же шпунта, высота анкерной плиты 2,5 м (см. рис. 45, *б*). Непосредственно за лицевой стенкой находится разгружающая платформа, опирающаяся на сваи-трубы диаметром 426 и 720 мм, толщина стенок которых 10 мм.

Другая конструкция (рис. 45, *в*) представляет собой стальной экранированный одноанкерный больверк свободной высотой 13,45 м из шпунта «Ларсен V» с анкерными плитами высотой 2,5 м из сборного железобетона. Железобетонная разгружающая платформа опирается на попарно сваренные стальные сваи из шпунта «Ларсен V» (шаг 1,68 м) и несет на себе подкрановую балку. Анкерные тяги диаметром 95 мм и длиной 20 м состоят из трех отрезков, соединенных талрепами. Забитый участок шпунтовой стенки прорезает слои суглинка ($\varphi=11°$, $c=0{,}026$ МПа и $\varphi=17°$, $c=0{,}044$ МПа) и нижним концом входит в подстилающий песок ($\varphi=33°$).

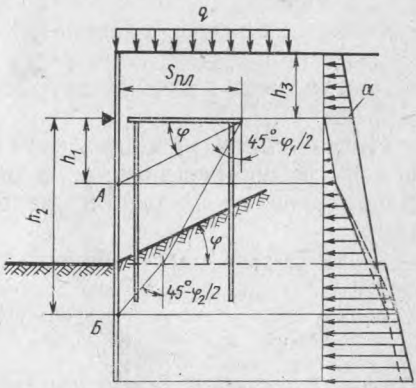


Рис. 46. Разгружающий эффект платформы:

φ_1, φ_2 — угол внутреннего трения соответственно вышележащего и нижележащего слоев грунта

Расчет больверка с усиливающими элементами в виде разгружающих платформ (см. схему *III* на рис. 41, *б*) может быть выполнен следующим образом.

Горизонтальные платформы на опорах воспринимают вес вышележащего грунта и воздействие нагрузок на поверхность засыпки. Это приводит к уменьшению распорного давления на нижележащие участки стенок, причем чем шире платформы, тем значительнее уменьшение (рис. 46). Принимается, что на участке высотой $h_1=S_{пл}\operatorname{tg}\varphi$ (где $S_{пл}$ — ширина платформы; φ — угол внутреннего трения грунта), расположенном ниже платформы, воздействие веса грунта и нагрузки на засыпку стенке не передается. Распорное давление в точке A $a_{разгр}=\rho h_1\lambda_a$, где ρ — объемный вес грунта; λ_a — коэффициент активного давления грунта.

Разгружающее влияние платформы сказывается на участке стенки общей высотой

$$h_2 = S_{пл}\operatorname{ctg}(45° - \varphi/2). \qquad (60)$$

Точка *Б*, ограничивающая этот участок, находится на пересечении тыловой поверхности стенки с плоскостью обрушения, проведенной от конца платформы. Если угол внутреннего тре-

ния грунтов в пределах разгружаемого участка меняется, то плоскость обрушения имеет вид ломаной линии.

В точке *Б*, отстоящей на расстоянии y от поверхности грунта, интенсивность распорного давления определяют без учета разгружающего влияния платформы:

$$a = (q + \rho y)\lambda_a - 2c \operatorname{tg}(45° - \varphi/2). \quad (61)$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки на поверхности засыпки;
c — удельное сцепление грунта.

На участке высотой h_2—h_1 эпюру очерчивают по прямой. На границах грунтов с разным углом внутреннего трения ее строят со скачкообразным изменением ординат (см. рис. 46) аналогично построению эпюр распорного давления от местных нагрузок [10].

Изложенная методика определения разгружающего влияния платформ справедлива, если они опираются на жесткие опоры и не передают давление непосредственно на нижележащий грунт.

Платформу рассчитывают на прочность под действием нагрузки:

$$q_{пл} = q + h_3 \rho. \quad (62)$$

где h_3 — высота засыпки над платформой.

Длину свай, служащих опорами платформы, подбирают из условия восприятия этой нагрузки. При этом допускаемая сила трения по боковой поверхности свай в зоне, расположенной выше плоскости, проведенной под углом φ от уровня дна, должна понижаться умножением на коэффициент 0,3—0,4. Наряду с этим ставится условие, чтобы осевая нагрузка, воспринимаемая участками свай ниже этой плоскости, составляла не менее 75% общей нагрузки на них. Расчет свай на действие горизонтальной нагрузки от распорного давления грунта выполняют так же, как и расчет экранирующих свай.

Расчет больверка с усиливающими элементами в виде экранирующих свай (см. рис. 41, *а*) в тех случаях, когда проводят рыхление грунта в зоне *А* и головы свай опираются на стенку через жесткую ригельную подкладку или соединены с ней анкерной тягой, может быть выполнен по методу «экранирующей плоскости». Результаты этого расчета не противоречат натурным данным.

Сущность метода заключается в следующем. Принимают, что объем грунта, заключенный между лицевой стенкой и некоторой «экранирующей плоскостью» *ЭЭ (Э′Э′)* (рис. 47), положение которой зависит от размеров и размещения экранирующих свай, а также от угла внутреннего трения грунта, создает распорное давление a' непосредственно на стенку. Остальную же часть

суммарного распорного давления грунта ($a_э = a - a'$) на сооружение распределяют между стенкой (составляющая давления $a'_э$) и сваями (составляющая давления $a''_э$) пропорционально соотношению их жесткостей.

Положение «экранирующей плоскости» может быть найдено следующим образом. Через обращенные к стенке крайние точки поперечных сечений свай проводят линии под углом φ к их поперечным осям. Полученную линию заменяют прямой, проходящей посередине между осью свайного ряда и вершинами зубцов, которая и определяет положение «экранирующей плоскости».

Распорное давление грунта, заключенного в экранируемой зоне, определяют по формуле Янсена

$$a' = (z_э \rho / 2f)\,[1 - \exp(-2\lambda_a f\, y / z_э)], \qquad (63)$$

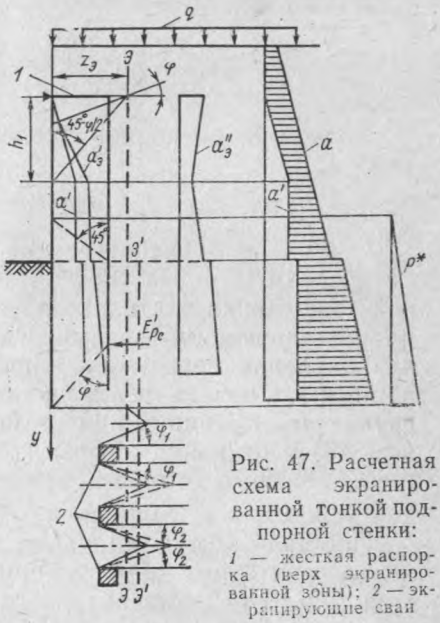


Рис. 47. Расчетная схема экранированной тонкой подпорной стенки:
1 — жесткая распорка (верх экранированной зоны); *2* — экранирующие сваи

где $z_э$ — ширина экранированной зоны;
f — коэффициент трения грунта о стенку;
y — координата, отсчитываемая от верха экранированной зоны.

$f = \operatorname{tg} 0{,}75\varphi \div \operatorname{tg}\varphi$ (меньшее значение для стальных, большее для железобетонных стенок).

Вместо вычисления значения a' по формуле (63) можно применить следующий прием построения эпюры a', вполне оправдываемый совпадением получаемых результатов. В точке, куда выклинивается линия обрушения, проведенная от верха «экранирующей плоскости» (см. рис. 47), распорное давление $a' = \rho h_1 \lambda_a$ (где h_1 — расстояние от рассматриваемой точки до верха экранированной зоны). Ниже давление принимается неизменным, а выше — уменьшающимся до нуля по линейному закону.

Вторая составляющая давления грунта на стенку

$$a'_э = (a - a')\, E_ш I_ш / (E_ш I_ш + E_c I_c), \qquad (64)$$

где a — суммарное распорное давление грунта на сооружение;
$E_ш I_ш$ — жесткость 1 м длины шпунтовой стенки;
$E_c I_c$ — жесткость экранирующего свайного ряда, приведенная к 1 м длины набережной.

Ординаты суммарной эпюры распорного давления на лицевую стенку

$$a_1 = a' + a'_э\, \xi_п, \qquad (65)$$

где $\xi_п$ — коэффициент влияния плотности грунта в зоне между стенкой и экранирующими сваями на их совместную работу [при относительной плотности грунта $0{,}6 \geqslant D \geqslant 0{,}4$ и расстоянии между стенкой и сваями (0,15—0,2) $\overline{H}$ можно принимать $\xi_п = 0{,}9$, а при $D > 0{,}6$ — $\xi_п = 0{,}95$].

Давление на «экранирующую плоскость»

$$a''_э = (a - a') E_с I_с / (E_ш I_ш + E_с I_с). \quad (66)$$

Расчетное распорное давление на экранирующий свайный ряд

$$a_2 = a - a' - a'_э \xi_п. \quad (67)$$

Статический расчет стенки выполняют обычным графоаналитическим методом упругой линии, но с учетом передачи нижней зоне стенки части распорного давления p^*, воспринимаемого экранирующими сваями. Размеры зоны, в пределах которой это давление передается, определяют на основании опытных данных: от начала реализованной эпюры реактивного давления грунта на экранирующий свайный ряд проводят линию под углом 45° и от конца эпюры (точки приложения равнодействующей обратного отпора грунта на свайный ряд $E'_{р_с}$) — линию под углом φ к вертикали.

Площадь эпюры p^* равна площади эпюры пассивного давления грунта на экранирующие сваи, однако на стенку передается только та часть активного давления p^*, которая находится выше подошвы стенки.

Условный метод нахождения высоты нижней зоны стенки, в пределах которой на нее передается часть распорного давления p^*, воспринимаемого экранирующими сваями, отражает то обстоятельство, что, как правило, более рыхлый грунт засыпки передает давление от свай к стенке в меньшей степени, чем грунт основания[1]. Реактивное давление грунта на сваи вычисляют так же, как это делается для шпунтовой стенки. Таким образом, и стенку, и свайный ряд рассчитывают аналогично.

В результате графоаналитических расчетов определяют изгибающие моменты в стенке и экранирующих сваях, а также их анкерные реакции $R_{ан\,ст}$ и $R_{ан_с}$. Участок анкерной тяги между стенкой и сваями воспринимает усилие $R_{ан_{ст}}$, а остальная ее часть — усилие

$$R_{ан} = R_{ан_{ст}} + R_{ан_с}. \quad (68)$$

Расчетные изгибающие моменты в стенке и сваях $M_{расч}$, а также расчетные усилия в анкерных тягах $R_{ан.расч}$ определяют умножением значений соответствующих величин, найденных из статического расчета, на поправочные коэффициенты ξ^* и ξ^{**}

[1] При связном грунте основания верхняя ордината эпюры не равна нулю.

Таблица 19

$H^*/(\overline{H}-h_к)$	ξ^*	ξ^{**}	ξ^*	ξ^{**}
	$h_к/\overline{H} \leqslant 0{,}25$		$h_к/\overline{H} > 0{,}25$	
1	0,6	1,65	0,56	1,7
2/3	0,65	1,6	0,6	1,65
1/3	0,7	1,5	0,65	1,55
0	0,74	1,4	0,7	1,45

(табл. 19) [6, 10]. Значения поправочных коэффициентов зависят от соотношения длин наданкерной $h_к$ и пролетной L' частей стенки ($L'=\overline{H}-h_к$, где $\overline{H}$ — свободная высота стенки) и последовательности земляных работ с учетом глубины отчерпывания H^*:

$$M_{расч} = M_{max}\,\xi^*; \tag{69}$$

$$R_{а\,расч} = R_а\,\xi^{**}, \tag{70}$$

где M_{max} — максимальное значение изгибающего момента в стенке, найденное из статического расчета.

Иногда рекомендуют расчет экранирующего свайного ряда вести по схеме балки на упругом основании. Однако в связи с тем что возможность обоснованного назначения коэффициента постели грунта в межсвайной зоне затруднительна, такой расчет не имеет преимуществ перед изложенным выше.

Часто на экранирующие сваи устанавливают платформу со свесом в сторону засыпки. В этих случаях порядок и состав расчетов не меняют, но при построении эпюры распорного давления a на плоскость $ЭЭ$ учитывают экранирующее влияние свеса платформы (см. рис. 46).

Если за стенкой устанавливают два или три ряда экранирующих свай, расположенных последовательно, и удаление последнего ряда от лицевой стенки не превышает $^1/_3$ ее свободной высоты, то расчет можно выполнять аналогично тому, как он ведется при однорядном экранировании. Суммарное активное давление грунта на конструкцию распределяется между рядами экранирующих свай и стенкой пропорционально соотношению их жесткостей с учетом коэффициента $\xi_п$. Силосное давление a' при равном расстоянии между «экранирующими плоскостями» свайных рядов учитывают только для лицевой стенки.

Повышение несущей способности лицевых стенок набережных путем обеспечения более благоприятного распределения напряжений в них возможно в тех случаях, когда изгибающие моменты в пролетных частях стенок превышают изгибающие моменты в забитых частях.

Если непосредственно измерить напряжения в шпунте невозможно, то отношение изгибающего момента в забитой части M_2 к изгибающему моменту в пролетной части M_1, т. е. коэффициент ξ', (для стенок, рассчитанных по методу Блюма — Ломейера) принимают по табл. 20. Данные табл. 20 относятся к стенкам с нормальной податливостью анкерных опор при условии, что критерий жесткости $z<0{,}06$ [24]. $z=h_{пр}/H_з$, где $h_{пр}$ — приведенная высота сечения стенки; $H_з$ — глубина ее забивки.

Таблица 20

Грунты основания	Значения коэффициента ξ'	
	Анкерные опоры в виде плит	Свайные анкерные опоры
Песчаные:		
плотные	1,0	0,9
средней плотности	0,9	0,8
рыхлые	0,8	0,7
Связные:		
твердые и полутвердые	1.0	0,9
пластичные	0,85	0,75

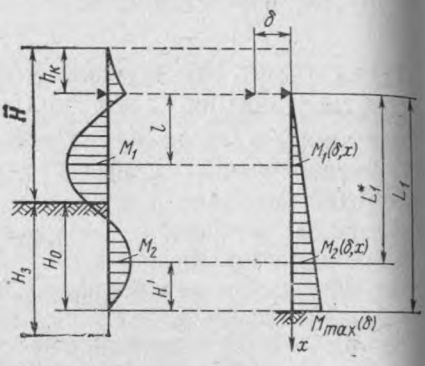


Рис. 48. Схема для определения изменения изгибающих моментов в лицевой стенке больверка при смещении ее в месте крепления анкерной опоры

Более благоприятное распределение напряжений в шпунте достигается путем смещения в сторону акватории стенки в месте крепления к ней анкерных тяг на значение δ (рис. 48). Значение δ, отвечающее условию выравнивания напряжений в пролетной и забитой части стенки можно определить следующим образом.

В исходном состоянии (при $\delta=0$) в пролетной части стенки действует максимальный изгибающий момент M_1, а в забитой части максимальный изгибающий момент M_2.

Если исходить из расчетной схемы Блюма — Ломейера и считать, что в месте приложения силы обратного отпора грунта $E'_р$ стенка имеет жесткое защемление [10], то изгибающий момент, возникающий в стенке вследствие ее смещения на уровне крепления анкера на значение δ [52],

$$M\ (\delta,x)=3\ \delta E I x_i/L_1^3, \qquad (71)$$

где E — модуль упругости материала стенки;
I — момент инерции 1 м длины стенки;
x_i — длина участка стенки от точки крепления анкера до рассматриваемого сечения;
L_1 — длина участка стенки от точки крепления анкера до места защемления.

Наложение эпюры $M\ (\delta, x)$ на исходную эпюру изгибающих моментов приводит к уменьшению напряжений в пролетной части и увеличению напряжений в забитой части стенки.

При этом

$$M_1(\delta, x) = 3\delta E I l / L_1^3; \quad M_2(\delta, x) = 3\delta E I (L_1 - H') / L_1^3,$$

где l — длина участка стенки от точки крепления анкера до сечения в пролетной части стенки, где действует изгибающий момент M_1;

H' — длина участка стенки от сечения в забитой части, где действует изгибающий момент M_2, до точки защемления.

Практически всегда $l \approx 0{,}6(\overline{H} - h_к)$; $H' \approx 0{,}36\ H_з$ (см. рис. 48), где $\overline{H}$ — свободная высота стенки; $h_к$ — высота консольного участка стенки; $H_з$ — глубина забивки стенки. Принимая во внимание, что искомое смещение δ отвечает условию $M_1 - M_1\ (\delta, x) = M_2 + M_2(\delta, x)$, получаем:

$$\delta = \frac{M_1(1 - \xi')(\overline{H} - h_к + 0{,}87 H_з)^3}{3EI[1{,}6(\overline{H} - h_к) + 0{,}52 H_з]}. \qquad (72)$$

Формула (72) позволяет определить смещение точки крепления анкера к стенке, при котором в полной мере могут быть реализованы резервы ее несущей способности.

Максимальный изгибающий момент в стенке после перераспределения напряжений

$$\overline{M}_{max} = M_1 - \frac{1{,}8 E I \delta (\overline{H} - h_к)}{(\overline{H} - h_к + 0{,}87 H_з)^3}. \qquad (73)$$

Более благоприятное распределение напряжений в шпунте возможно в тех случаях, когда $\xi' < 1$, и существуют практически приемлемые для больверков способы переместить стенку в месте крепления к ней анкерных тяг в сторону акватории на значение δ. При этом у конструкций с наружными узлами крепления анкерных тяг откручивают гайки на лицевой части стенки, предварительно специальной натяжной установкой произведя необходимую вытяжку тяги для уменьшения сил трения между гайками и шпунтом; у конструкций с внутренними узлами крепления анкерных тяг вращают талрепы, соединяющие участки тяг, либо устанавливают на тяги и включают в работу специальные податливые элементы.

Повышение несущей способности анкерных устройств. Оно может быть достигнуто установкой дополнительных анкерных тяг и анкерных опор; выравниванием усилий в тягах в тех случаях, когда их напряженное состояние является существенно неравномерным; уменьшением усилий в тягах путем смещения в сторону акватории стенки в месте крепления к ней тяг.

Дополнительные анкерные тяги после их установки следует подвергать предварительному натяжению.

Площадь поперечного сечения дополнительных тяг принимают в зависимости от значения их предварительного натяжения, которое, в свою очередь, зависит от того, насколько требуется разгрузить работающие тяги. Предварительное натяжение анкерных тяг определяют по одной из формул [11]:

$$R_{\text{ан.пр}} = \frac{2\Delta R'_{\text{ан}}[1 - \exp(-0{,}5 l_{\text{а}}\alpha)\cos(0{,}5 l_{\text{а}}\alpha)]}{\exp(-0{,}5 l_{\text{а}}\alpha)\cos(0{,}5 l_{\text{а}}\alpha) - \exp(-1{,}5 l_{\text{а}}\alpha)\cos(1{,}5 l_{\text{а}}\alpha)} \tag{74}$$

или

$$R_{\text{ан.пр}} = \frac{2\Delta R'_{\text{ан}}[1 - \exp(-0{,}5 l_{\text{а}}\alpha)\cos(0{,}5 l_{\text{а}}\alpha)]}{\exp(-0{,}5 l_{\text{а}}\alpha)\cos(0{,}5 l_{\text{а}}\alpha) + 0{,}067}, \tag{75}$$

где $\Delta R'_{\text{ан}}$ — требуемое значение разгрузки старых анкерных тяг;
$l_{\text{а}}$ — шаг анкерных тяг;

$$\alpha = \sqrt[4]{k'_{\text{п}}(1 - \mu^2)/4E_{\text{п}} I_{\text{п}}},$$

где $k'_{\text{п}}$ — коэффициент постели грунта засыпки;
μ — коэффициент Пуассона анкерного распределительного пояса (для металлического анкерного пояса 0,27, для железобетонного 0,17);
$E_{\text{п}}I_{\text{п}}$ — жесткость анкерного распределительного пояса.

Критерием для выбора формулы (74) или (75) служит величина

$$x_0 = \frac{3\pi}{4\sqrt[4]{k'_{\text{п}}(1 - \mu^2)/4E_{\text{п}} I_{\text{п}}}}, \tag{76}$$

При $x_0 \geqslant 1{,}5 l_{\text{а}}$ расчет ведут по формуле (74), а при $x_0 < 1{,}5 l_{\text{а}}$ по формуле (75). Зависимости (74)—(76) получены А. Я. Будиным и А. П. Бенуа и проверены А. П. Бенуа в ходе широких лабораторных и натурных исследований [11].

Таблица 21

y, м	$k'_{\text{п}}$, кН/м³	
	Пески мелкие и среднезернистые	Пески крупнозернистые
1	10 000	15 000
2	30 000	40 000
3	45 000	60 000
4	60 000	80 000
5	75 000	100 000

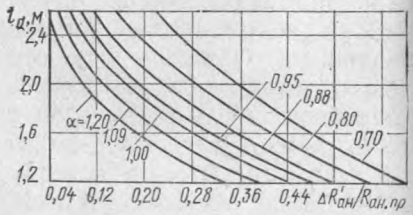


Рис. 49. График для определения требуемого предварительного натяжения анкерных тяг

Коэффициент $k'_{\text{п}}$ нужно принимать в зависимости от заглубления точки крепления тяг к стенке y (табл. 21).

Для плотных песков (при относительной плотности грунта $(D > 0{,}8)$ значения коэффициента постели повышают на 30%.

Предварительное натяжение анкерных тяг $R_{\text{ан.пр}}$ можно также определить по графику (рис. 49), оно зависит от $l_{\text{а}}$ и α. Тех-

нология натяжения дополнительных анкерных тяг должна обеспечивать сохранение заданного усилия после снятия натяжной установки и закрепления тяги.

Для стальных больверков с наружными узлами крепления тяг рекомендуется применять натяжную установку (рис. 50) [4]. Она состоит из станины *9*, коротыша *7*, диаметр которого равен диаметру тяги, с отверстием для пропуска пальца *6*, винта *1* с четырехгранной гайкой *2*, к которой приварен штурвал *3*. На рычаги штурвала надеты обрезки труб *10* длиной 1000—1500 мм

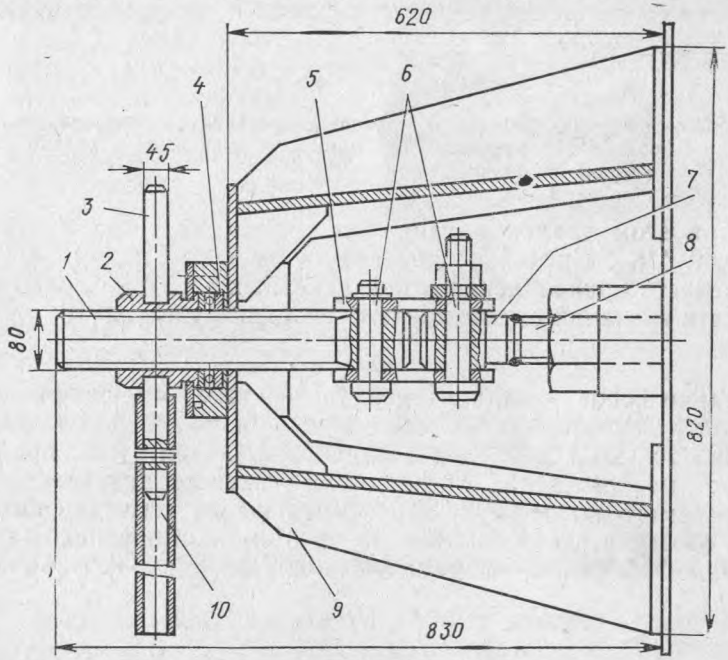


Рис. 50. Установка для натяжения анкерных тяг

для увеличения длины рычагов и облегчения создания натяжного усилия. Для уменьшения трения вращения гайка опирается на плоский упорный шариковый подшипник *4*, вмонтированный в станину установки. Винт соединяется с коротышом двумя серьгами *5*, в которых имеются отверстия для пропуска пальцев.

Первым этапом работы по натяжению анкерной тяги является приварка к ее выступающему концу коротыша, диаметр которого равен диаметру тяги *8*. Далее посредством стального пальца к тяге присоединяют натяжную установку. Поворот штурвала создает в тяге натяжное усилие, пропорциональное крутящему моменту.

Выравнивать усилия в тягах можно в тех случаях, когда в исходном состоянии (при $\delta=0$) максимальный изгибающий мо-

мент в пролетной части стенки M_1 больше максимального изгибающего момента в забитой части стенки M_2.

При этом выравнивание усилий следует осуществлять путем разгрузки более загруженных тяг, а не путем натяжения недогруженных [1].

Перераспределение усилий в анкерных тягах в процессе их регулирования желательно фиксировать путем прямых измерений. При невозможности выполнения измерений степень разгрузки более напряженных тяг $\Delta R_{ан}$ можно определить в зависимости от смещения шпунтовой стенки δ' на уровне крепления тяги по формуле

$$\Delta R_{ан} = 13{,}7\, E_п I_п \delta' / l_а^3, \qquad (77)$$

где $E_п I_п$ — жесткость анкерного распределительного пояса на шпунтовой стенке, которую при необходимости вычисляют с учетом наличия кордонной балки;

$l_а$ — шаг анкерных тяг.

При этом усилия в ближайших соседних тягах возрастают на 0,69 $\Delta R_{ан}$. Предельно допустимое смещение шпунтовой стенки в месте прикрепления к ней анкерных тяг δ' не должно превышать значений δ, определяемых по формуле (72) и

$$\delta' = R_{ан} l_а^3 / 13{,}7 E_п I_п.$$

Уменьшение усилий в тягах вследствие смещения стенки в сторону акватории δ'' в месте крепления к ней тяг[2] также возможно только при условии, что $M_1 > M_2$. При этом предельно допустимое смещение δ'' не должно превосходить значения δ, получаемого по формуле (72). Уменьшение усилия в анкерной тяге в результате смещения стенки δ'' можно определить по полученной на основе расчетной схемы (см. рис. 48) формуле

$$\Delta R_{ан} = 3EI\delta'' / (\overline{H} - h_к - 0{,}87H_э)^3.$$

Повышение общей устойчивости конструкций. Устойчивость конструкций больверкового типа может быть повышена погружением свай *2*, пересекающих опасную поверхность скольжения перед лицевой плоскостью стенки *1* (рис. 51, *а*); погружением свай *3*, пересекающих опасную поверхность скольжения за тыловой плоскостью стенки ((рис. 51, *б*); повышением отметки дна перед стенкой путем подсыпки грунта; повышением прочности грунта основания перед стенкой путем его дополнительного обжатия, химического, электроосмотического и электрохимического закрепления и другими методами.

Наиболее экономичным и эффективным является способ повышения общей устойчивости больверков путем забивки свай

---

[1] Степень загруженности тяг устанавливают по специальной методике [7].

[2] При малой жесткости стенки и большой ее высоте снижение анкерного усилия незначительно.

перед лицевой плоскостью стенки. Глубину забивки свай можно принимать по расчету [1], исходя из необходимости получить требуемый коэффициент запаса общей устойчивости при скольжении по поверхности, проходящей через низ шпунта, или по поверхностям, проходящим на участке высотой, равной 0,8—0,9 $(H_1 - H_3)$ (здесь H_1 и H_3 — глубины забивки соответственно экранирующих свай и стенки). При этом следует убедиться в том, что при скольжении по более глубоким поверхностям общая устойчивость конструкции заведомо обеспечивается.

Прочность свай, забиваемых перед стенкой, необходимо проверять на восприятие дополнительной нагрузки (рис. 52), которую будет испытывать набережная после их забивки. На основании имеющихся опытных данных [6] дополнительное мобилизованное пассивное давление грунта на стенку [2] Δp передается сваям в зоне, ограниченной линиями, идущими под углом 45° от границ приложения нагрузки Δp. Эпюра внешней нагрузки на сваи Δp вызывает возникновение реактивной эпюры $S(x)$, значение которой можно определять на основе теории упругости либо используя метод коэффициента постели (при этом учитывают изменение коэффициента постели в зависимости от глубины).

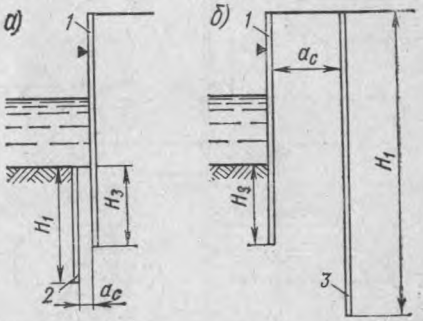


Рис. 51. Схемы повышения общей устойчивости больверков:
а — сваи забиты перед стенкой, *б* — за стенкой

В тех случаях когда отпор перед лицевой стенкой полностью мобилизован, необходимо учитывать возможность увеличения пассивного давления грунта на нее вследствие сопротивления выпору вновь забитых свай.

Сваи или свайные стенки можно устраивать из металлического шпунта или труб, которые, имея меньшее, чем у железобетонных свай, поперечное сечение, вносят меньшее искажение в сформировавшееся напряженное состояние отпорной зоны грунта перед стенкой. При применении стального шпунта корытного профиля целесообразно погружать попарно сваренные шпунтовые сваи (см. рис. 42). Сваи погружают в виде сплошной стенки или с определенным шагом. Использование отдельно стоящих

[1] Методика расчета общей устойчивости больверков изложена в книгах А. Я. Будина «Тонкие подпорные стенки» [6] и А. Я. Будина, Г. А. Деминой «Набережные» [10].

[2] Это давление ранее не было мобилизовано и реализуется при приложении к стенке дополнительной внешней нагрузки. Наличие его может быть результатом имевшихся у стенки запасов сопротивления выпору или следствием повышения отпорной способности при забивке перед ней свай.

свай является предпочтительным. Рекомендуется принимать расстояние между отдельно стоящими сваями не более (0,3—0,4) $H_з$ (здесь $H_з$ — глубина забивки шпунтовой стенки), а расстояние между стенкой и сваями перед ней (0,1—0,2) $H_з$.

При всех видах грунтов оснований нельзя погружать сваи перед набережной методом вибрации. Вопрос о возможности по-

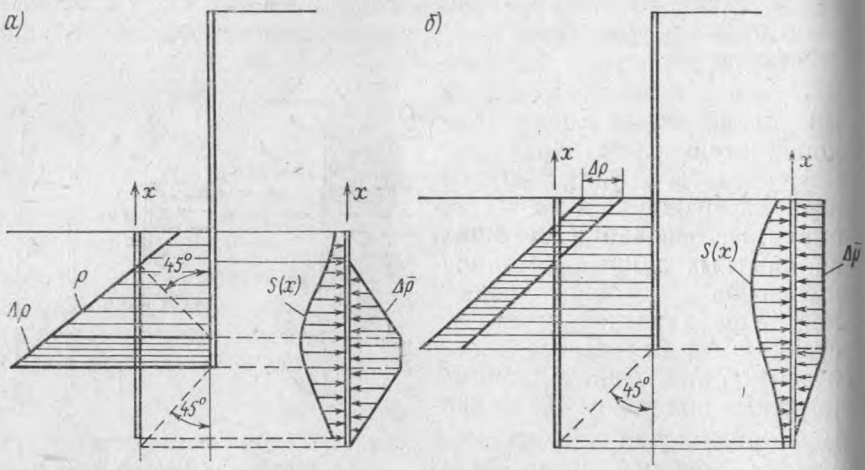


Рис. 52. Расчетные (приближенные) схемы для проверки прочности усиливающих свай:
а — отпор грунта перед стенкой мобилизован частично, *б* — полностью

гружения методом вибрации свай за тыловой плоскостью стенки следует рассматривать в каждом конкретном случае с учетом необходимости предотвращения вибрационного разжижения грунтов, которое может привести к перегрузке сооружения.

9. УСИЛЕНИЕ ГРАВИТАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Гравитационные конструкции из массивных элементов. Характер усиления гравитационных конструкций из массивных элементов, как и других типов сооружений, зависит от того, что ограничивает их несущую способность. У сооружений рассматриваемого типа несущая способность может ограничиваться: устойчивостью на сдвиг и опрокидывание сооружения в целом или отдельных его элементов, прочностью грунта основания, общей устойчивостью.

Повышение устойчивости стенок на сдвиг, опрокидывание и снижение напряжений в наиболее загруженных зонах грунта под их подошвой может быть достигнуто путем уменьшения распорного давления грунта засыпки.

Для уменьшения распорного давления грунта на стенки могут быть проведены следующие мероприятия: устроены разгружающие плиты *2*, опирающиеся одним концом на стенку *1* (рис. 53, *а*); верхняя часть стенки заанкерована за плиты, работающие на выпор, *3* (рис. 53, *б*); осуществлено химическое закрепление грунта засыпки (цементация, силикатизация, пропитка карбамидной смолой) по всей высоте стенки (зона *А*) или на части ее высоты (рис. 53, *в*); в зону за стенкой погружены сваи *4* и заанкерованы за плиты, работающие на выпор (рис. 53, *г*).

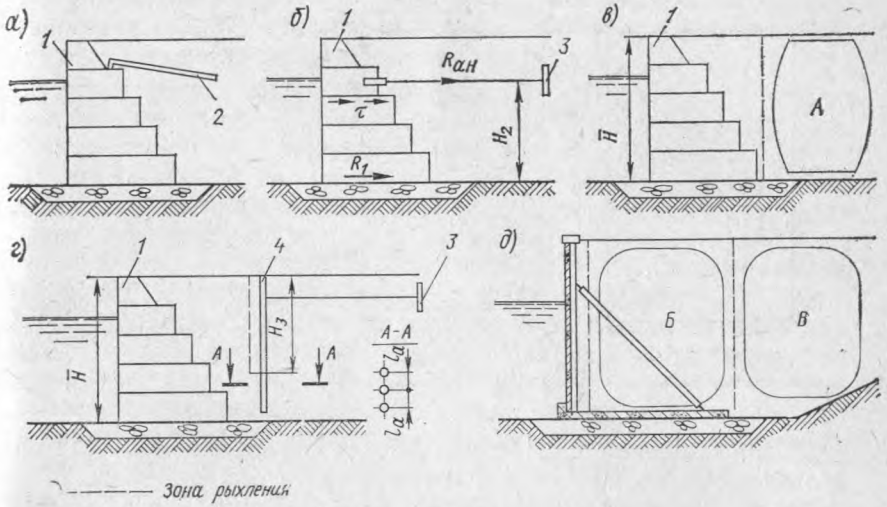


Рис. 53. Схемы усиления гравитационных набережных

Усиление по схемам, приведенным на рис. 53, *а* и *б*, требует проведения строительных работ, связанных с частичным удалением грунта засыпки, без чего невозможно установить разгружающие плиты и элементы анкерной системы. Это является существенным недостатком данных схем, которые, однако, все же могут быть применены и для эксплуатирующихся причалов, если вести работы последовательными захватками.

При анкеровке верхней части стенки за плиты, работающие на выпор (см. рис. 53, *б*), требуется обеспечение минимальной податливости анкерной системы. Для этого предварительно натягивают анкерные тяги и создают высокую плотность грунта перед анкерными плитами. Предварительное натяжение тяг не должно превосходить (0,5—0,7) $R_{ан}$, где $R_{ан}$ — расчетное анкерное усилие. Целесообразно в каждом конкретном случае рассматривать возможность применения жестких железобетонных тяг — балок.

В расчете учитывают силы трения τ, развивающиеся между заанкерованной и незаанкерованной частями конструкции. Усилие в анкере может быть определено исходя из условной расчетной схемы стенки как двухопорной балки с нижней опорой на уровне ее подошвы. Такая схема приемлема в тех случаях, когда реакция в нижней опоре R_1 не превосходит сил трения между подошвой и основанием, а перерезывающие силы на участке H_2 (см. рис. 53, *б*) не превосходят силы трения между элементами массивовой кладки.

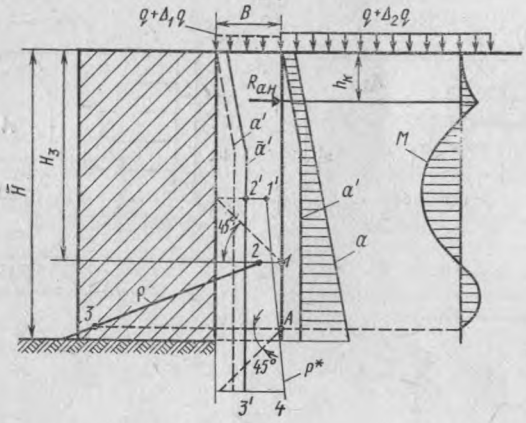


Рис. 54. Схема для расчета (приближенного) усиления гравитационной набережной свайной стенкой

Для включения в работу элементов усиления по схемам, приведенным на рис. 53 *в* и *г*, необходимо рыхление грунта засыпки в узкой зоне по вертикали. В первом случае — это рыхление на глубину, равную высоте стенки $\bar{H}$, во втором — на глубину $H_з = (2/3—3/4)\ \bar{H}$, поскольку нижняя зона засыпки служит для воспринятия распорной нагрузки, собираемой усиливающей свайной стенкой.

Если усиление проводят по схеме, приведенной на рис. 53, *г*, расчет усиления конструкции может быть выполнен следующим образом. Первой составляющей распорного давления на старую стенку является силосное давление грунта, заполняющего зону шириной B между гравитационной и свайной стенками (рис. 54). Для дальнейшего расчета строят эпюру силосного давления дважды: при отсутствии в зоне шириной B нагрузки q^1 (эпюра a') и при ее наличии (эпюра $\bar{a}'$). Если шаг свай, образующих усиливающую стенку, превышает их диаметр (размер большей стороны поперечного сечения), то при построении эпюр a' и $\bar{a}'$ предварительно определяют положение экранирующей плоскости *ЭЭ* (см. рис. 47).

[1] Здесь q — нагрузка, на восприятие которой была первоначально рассчитана гравитационная стенка.

Далее строят суммарную эпюру активного давления грунта на всю конструкцию a. (Вследствие повышения нагрузки после усиления сооружения на значение Δq это давление выше того, на которое первоначально была рассчитана гравитационная стенка.)

Интенсивность расчетной распорной нагрузки на усиливающую стенку равна $a - a'$.

В зоне высотой $\overline{H} - H_3$ (участок нерыхлящейся засыпки) реализуется отпорное давление грунта на свайную стенку p. Интенсивность отпора вычисляют приближенно по методике Кулона с учетом веса грунта на участке высотой H_3 и наличия старой стенки [10, 37] или (что в данном случае предпочтительно) по схеме стенки на упругом основании.

Расчет усиливающей стенки можно выполнять графоаналитическим методом Блюма — Ломейера. Реализованная часть эпюры p ограничена нижней нулевой точкой эпюры моментов M в стенке (точка A на рис. 54). Распространение реактивного давления в направлении гравитационной стенки можно принять в зоне, ограниченной линиями, проведенными под углом 45° от концов эпюры p (фигуры $A123$ и $1'2'3'4$ на рис. 54 равновелики). Это давление создает добавочную горизонтальную нагрузку в створе тыловой плоскости гравитационной стенки (эпюра p^*). Второй составляющей бокового давления грунта на гравитационную стенку является равнодействующая эпюры p^* в зоне, расположенной выше подошвы стенки.

Таким образом, при наличии усиливающей свайной стенки интенсивность расчетной нагрузки на основную стенку складывается из давления $\overline{a'}$ и давления p^*, при этом суммарное распорное давление на нее существенно меньше величины, представляющей собой равнодействующую эпюры a, так как часть его воспринимается анкерным усилием $R_{ан}$, а часть передается грунтовому массиву ниже подошвы стенки. Но поскольку ранее гравитационная стенка была рассчитана на восприятие нагрузки q, то при наличии усиливающей свайной стенки допустимая нагрузка на причал может быть увеличена до значения $\overline{q} = q + \Delta q$, причем значение Δq может быть как одинаковым, так и различным в зоне шириной B и за ее пределами ($\Delta_1 q$ и $\Delta_2 q$ на рис. 54). Требуемое значение $\Delta_1 q$ и $\Delta_2 q$ получают подбором значений B и $h_к$ (здесь $h_к$ — высота консольной части свайной стенки).

Описанные выше методы усиления гравитационных набережных из массивных элементов не требуют перемещения линии их кордона и длительного вывода причалов из эксплуатации. Возможны и другие схемы усиления, которые, однако, связаны с необходимостью перемещения линии кордона усиливаемого сооружения и целесообразны, как правило, при капитальной перестройке набережных. В одной из таких схем, рекомендуемой

РТМ 31.3008—75*, предусматривается устройство перед основной стенкой заанкерованной оторочки (рис. 55).

Гравитационные конструкции из тонких элементов. Несущая способность гравитационных подпорных стенок из тонких элементов может лимитироваться теми же факторами, что у конструкций из массивных элементов и, кроме того, прочностью лицевых и фундаментных элементов, а также анкерных тяг.

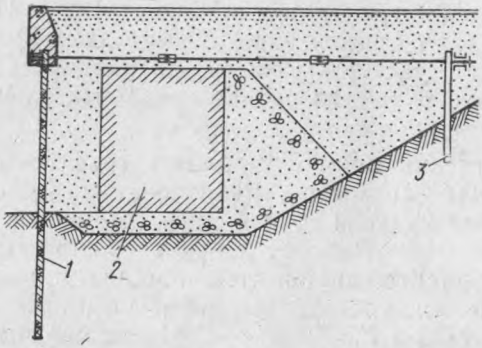


Рис. 55. Гравитационная набережная, усиленная устройством заанкерованной шпунтовой оторочки:
1 — стенка оторочки; *2* — гравитационная стенка; *3* — анкерная стенка

Несущую способность уголковых стенок с внутренней и внешней анкеровкой можно повышать путем устройства опирающихся на сваи платформ для снижения или предотвращения возникновения распорного давления от нагрузок в прикордонной полосе (по аналогии со схемой, приведенной на рис. 41, *б*); химическим закреплением грунта засыпки (по аналогии со схемой, приведенной на рис. 53, *в*); установкой дополнительной анкерной системы с плитами, работающими на выпор.

Химическое закрепление грунта засыпки проводят в зоне *Б* или *В* (см. рис. 53, *д*) в зависимости от того, что ограничивает несущую способность набережной. Закрепление в зоне *Б* выполняют в тех случаях, когда преследуют цель уменьшить усилия в лицевой стенке и в анкерных тягах. Закрепление в зоне *В* позволяет повысить устойчивость набережных на сдвиг и опрокидывание. Для проявления эффекта закрепления грунта засыпки после химического закрепления нужно рыхлить грунт в створах.

Несущая способность уголковых стенок с внешней анкеровкой в отдельных случаях может быть повышена путем выравнивания усилий в анкерных тягах вращением талрепов, для чего предварительно отрывают специальные шурфы.

Общую устойчивость гравитационных набережных из тонких элементов можно повысить теми же методами, которые рекомендованы для набережных из массивных элементов.

---

* РТМ 31.3008—75. Рекомендации по выбору конструктивных схем причальных сооружений при их усилении и реконструкции / Минморфлот СССР. М.: 1975. с. 40.

Один из наиболее распространенных видов повреждений гравитационных железобетонных причальных набережных из тонкостенных элементов — трещины и изломы лицевых панелей. Гипроречтранс разработал схему ремонта набережных при такого рода повреждениях. В процессе ремонта за поврежденным лицевым элементом *4* устанавливают экранирующую стенку из металлического шпунта *2* (рис. 56) с распределительным поясо·

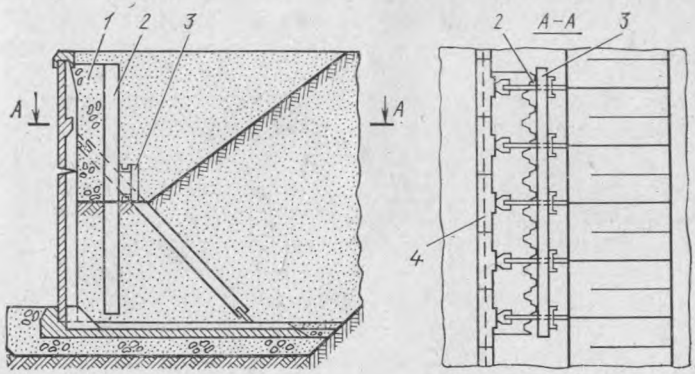


Рис. 56. Гравитационная причальная набережная после ремонта лицевого тонкостенного элемента

жесткости *3*, что позволяет удалить грунт в зоне повреждения. Образовавшуюся полость, ширина которой соответствует степени ослабления лицевого элемента, заполняют затем монолитным бетоном *1*.

10. УСИЛЕНИЕ СВАЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Конструкции эстакадного типа. Несущая способность безраспорных конструкций эстакадного типа может ограничиваться усилиями в верхнем строении и в свайном основании. Усиливать верхнее строение целесообразно путем увеличения площадей сечения его несущих элементов (продольных и поперечных балок и в отдельных случаях плит). Эффективность усиления верхнего строения путем наращивания сечения несущих элементов необходимо проверять путем вычисления показателя степени усиления θ_1.

Свайное основание усиливают химическим закреплением песчаных грунтов, электроосмотическим или электрохимическим закреплением связаных грунтов в межсвайном пространстве; погружением дополнительных свай через «окна», пробиваемые в верхнем строении, с последующим их омоноличиванием.

В связи с тем что эффективность электроосмотического и электрохимического закрепления связных грунтов в значитель-

ной степени зависит от их состава, целесообразность применения одного из указанных методов для каждого конкретного объекта надо проверять способом пробного закрепления в лабораторных или натурных условиях.

При расчетах свайных оснований, усиленных забивкой дополнительных свай, следует учитывать, что последние не воспринимают нагрузку, действовавшую в период работ по усилению набережной, а работают на восприятие только дополнительных нагрузок. Поэтому усилия, действующие в старых сваях, следует определять суммированием усилий, полученных при первона-

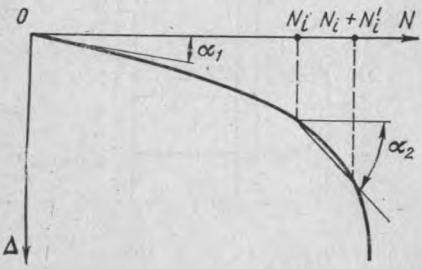


Рис. 57. Зависимость осевого перемещения сваи Δ от действующей на нее нагрузки N

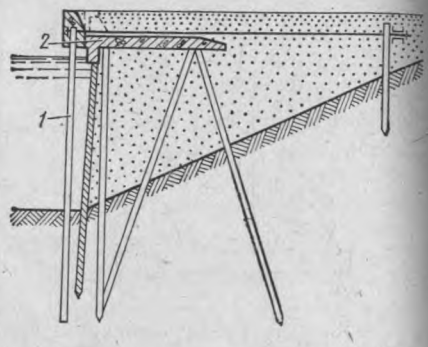


Рис. 58. Схема свайной набережной, усиленной устройством заанкерованной шпунтовой оторочки:
1 — оторочка; *2* — свайная набережная

чальной статической расчетной схеме и при новой расчетной схеме, на действие только добавочной расчетной нагрузки. Тогда полное усилие в любой старой свае $N_{\text{ус }i}=N_i+N'_i$, а в любой новой свае $\overline{N}_{\text{ус}\,i}=N'_i$, где N_i — усилие, полученное из расчета конструкции, не включающей в себя усиливающие сваи, на восприятие нагрузок, действовавших в период усиления; N'_i — усилие, полученное из расчета конструкции, включающей в себя усиливающие сваи, на действие добавочных нагрузок, приложенных после усиления.

Расчетная схема усиленной конструкции отличается от расчетной схемы старой конструкции не только геометрическими параметрами и степенью статической неопределимости. Важным фактором, характеризующим работу усиленного свайного сооружения, является существенно различная осевая податливость старых и усиливающих свай. Неучет этого фактора может привести к неправильной оценке распределения усилий в сваях.

Различие осевой податливости старых и новых (усиливающих) свай наглядно видно по графику зависимости осевых перемещений сваи Δ от действующей на нее нагрузки N (рис. 57). Нарастание нагрузки на свою от 0 до N_i характеризуется ко-

эффициентом осевой податливости k_1, отвечающим углу наклона спрямленного участка кривой $\Delta=f(N)$ к оси N, равному α_1. Дальнейшее нарастание осадок сваи при возрастании нагрузок от N_i до $N_i+N'_i$ характеризуется углом наклона спрямленного участка кривой $\Delta=f(N)$, равным α_2, которому отвечает коэффициент осевой податливости k_2.

Значения k_1 и k_2 могут различаться весьма существенно, иногда на один и даже два порядка. Поэтому при вычислении N_i следует вводить в расчет коэффициент осевой податливости k_1, а при вычислении N'_i для старых свай — коэффициент k_2, а для новых — коэффициент k_1. Значения k_1 и k_2 целесообразно определять опытным путем, производя пробные загружения усиливающих свай до их замоноличивания с верхним строением. Проведение такой пробной загрузки свай в условиях ведения работ по усилению эстакадных конструкций, когда для складирования грузов может быть использован ростверк сооружения и не требуется забивки анкерных свай, не представляет существенных затруднений.

Высокие свайные ростверки. Это дорогостоящие неиндустриальные конструкции, которые в настоящее время не строят. Однако в речных и морских портах имеется большое количество причальных набережных такого типа, возведенных 30—50 лет тому назад. Многие из них за длительный период интенсивной эксплуатации получили повреждения и нуждаются в усилении. Необходимость усиления других набережных такого типа вызвана потребностью увеличения глубин у причалов в связи с повышением объемов перевозок грузов на крупнотоннажных судах.

Несущая способность высоких свайных ростверков может быть лимитирована теми же факторами, что и безраспорных конструкций, и, кроме того, их общей устойчивостью. Усиление высоких свайных ростверков осуществляют методами, рекомендованными для безраспорных конструкций и, кроме того, путем анкеровки верхних строений за плиты, работающие на выпор. При необходимости повысить несущую способность свайного основания последний способ является предпочтительным, так как установка анкерных опор позволяет резко уменьшить распорное давление грунта на сооружение, которое создает основную долю осевых усилий в наклонных (как сжатых, так и растянутых) сваях и напряжений изгиба во всех сваях (включая вертикальные).

При усилении высоких свайных ростверков путем анкеровки верхних строений следует обеспечивать минимальную податливость анкерной системы, для чего анкерам сообщают некоторое начальное натяжение. Это натяжение целесообразно принимать равным $(0{,}5 \div 0{,}7)\ R_{ан}$, где $R_{ан}$ — расчетное усилие в тяге. При этом в процессе натяжения анкеров ростверк не должен наваливаться на грунт больше чем на 1—3 мм во избежание возник-

новения добавочной горизонтальной нагрузки от реактивного сопротивления грунта засыпки. Натягивают анкерные тяги после устройства анкерной системы на всем протяжении усиливаемого участка набережной. Увеличивают натяжение ступенчато: первоначально во всех тягах создают усилие 0,1 $R_{ан}$, а затем 0,2 $R_{ан}$ и так далее, т. е. через 0,1 $R_{ан}$ до достижения требуемого натяжения.

Общую устойчивость высоких свайных ростверков можно повышать методами, рекомендованными в § 8.

В тех случаях, когда наряду с повышением несущей способности свайного основания необходимо защитить от дальнейших повреждений ослабленный передний шпунт высокого свайного ростверка, может быть использована схема, предложенная Союзморниипроектом (рис. 58) [1]. Усиление по этой схеме проводят путем устройства заанкерованной шпунтовой оторочки с омоно-

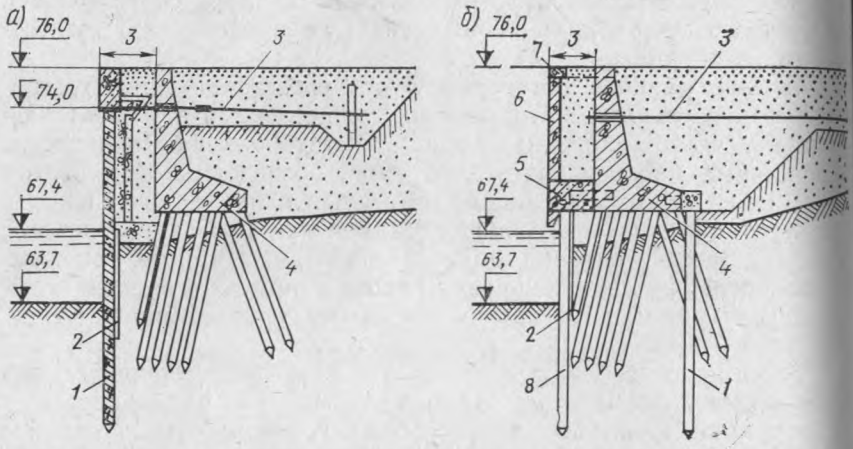


Рис. 59. Варианты проекта реконструкции причальной набережной в виде высокого свайного ростверка (размеры в метрах)

личивающей балкой, жестко упирающейся в ростверк набережной. Недостатком такого усиления является отсутствие грунта между новой и старой шпунтовыми стенками, что делает новую стенку чувствительной к воздействию нагрузок от льда и навала судов. Кроме того, старая шпунтовая стенка может оказаться подверженной дополнительным нагрузкам, образующимся при замерзании воды в зоне между ней и новой стенкой, поэтому при усилении по этой схеме целесообразно заполнять межстенное пространство сыпучим грунтом.

В тех случаях, когда необходимо увеличить глубины у причалов, зачастую приходится проводить реконструкцию высоких

[1] РТМ 31.3008—75. Рекомендации по выбору конструктивных схем причальных сооружений при их усилении и реконструкции / Минморфлот СССР. М.: 1975, с. 51.

свайных ростверков. При этом следует стремиться к возможно более рациональному и полному использованию старого сооружения в новой конструктивной схеме набережной. Во многих случаях функцией старого сооружения остается частичное экранирование распорного давления грунта на новые конструктивные элементы причальной стенки.

В качестве примера можно привести варианты реконструкции причальной набережной Омского порта. Один из них заключается в устройстве железобетонной шпунтовой стенки *1*, анкеруемой тягами *3*, пропускаемыми через пробитые в ростверке *4* действовавшего сооружения отверстия (рис. 59, *а*). Второй предусматривает забивку перед существующим сооружением железобетонных свай *8* с размерами сечения 40×40 см и шагом 2 м и установку за ними грунтозащитного экрана *2* из плоских стальных шпунтов (рис. 59, *б*). Верх свай и шпунтов омоноличивают железобетонной балкой *5*, соединяемой со старым ростверком. На балку устанавливают сборные железобетонные плиты *6*, по их верху проходит кордонный брус *7*, связываемый с ростверком. В этой схеме также предусматривается анкеровка конструкции, но анкерные тяги крепят не к элементам усиления, а к ростверку.

III. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ УСИЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

11. ЗАВИСИМОСТЬ ЭФФЕКТИВНОСТИ УСИЛЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ ОТ УРОВНЯ РЕМОНТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Характерная особенность усиления и ремонта большинства портовых сооружений состоит в том, что и усиление и ремонт выполняют без полного вывода сооружений из напряженного состояния.

Проблема оценки эффективности усиления эксплуатируемых сооружений относится к числу наименее разработанных в строительной механике. Приведенные в последующих параграфах настоящей главы расчетные зависимости получены авторами впервые. Рассмотрение этой проблемы имеет, однако, много общего с описанием напряженно-деформированного состояния сооружений при учете последовательности их возведения. Вопросы расчета сооружений с учетом последовательности их возведения рассматривались рядом специалистов: Л. И. Дятловицким и А. И. Вайнбергом [21], С. Г. Шульманом [65], С. Г. Гутманом [19], Г. Л. Хесиным, В. Н. Савостьяновым [59], В. И. Брон-

штейном [5] и др. Особенности работы сжатых элементов стальных конструкций, усиленных под нагрузкой, подробно рассмотрены в монографии И. С. Реброва [40].

До 70-х годов отсутствовали научно обоснованные методы оценки эффективности выполненного усиления портовых сооружений. Предполагалось, что если после ремонта или усиления геометрические параметры конструкции такие же, какими они были до возникновения повреждений или ослаблений, то несущая способность конструкции восстановлена в полной мере. Такое положение, однако, не соответствует действительности. Степень восстановления несущей способности отремонтированных и усиленных сооружений является функцией тех напряжений, которые действовали в них в период ремонта. Возможны такие ситуации, когда ремонт или усиление не приводят к повышению несущей способности конструкции. Полное восстановление несущей способности усиливаемого сооружения возможно только в том случае, если в нем в период проведения работ по усилению напряжения отсутствуют [6, 7].

Возможность ремонта и усиления большинства портовых сооружений с полным выводом их из напряженного состояния, как правило, исключена. Действительно, ремонт, например, причальной набережной с выводом ее из напряженного состояния потребовал бы снятия покрытия территории причала, удаления всех рельсовых путей и извлечения грунта засыпки, что, естественно, невозможно по технико-экономическим соображениям. Невозможен также вывод из напряженного состояния стенок шлюзов и других гидротехнических сооружений.

Механизм неполного восстановления несущей способности ремонтируемых сооружений можно показать на следующем примере. Пусть ремонту подвергается находящийся под воздействием изгибающего момента M элемент конструкции (рис. 60), в котором образовалось поверхностное повреждение глубиной $r_п$. Наличие повреждения приводит к тому, что вследствие снижения момента сопротивления элемента конструкции в рассматриваемом сечении напряжения повышаются от σ до $\sigma_р$. Если отремонтировать элемент, не выводя его из напряженного состояния, то заполнивший повреждение ремонтный материал[1] при неизменной внешней нагрузке не воспримет напряжений. Иными словами, после ремонта в сечении стенки будет действовать не первоначальное напряжение σ, а повышенное напряжение. Эффект ремонта начнет сказываться только в том случае, если нагрузка на элемент будет увеличена. Это возможно лишь тогда, когда значение $\sigma_р$ меньше предела прочности конструкционного материала.

[1] Ремонтным называется материал, укладываемый в зону повреждения или используемый для наращивания высоты сечения конструкции; в расчетах используют те механические характеристики материала, которыми он обладает к моменту полного набора проектной прочности.

Таким образом, если напряжения в элементе в период ремонта равны пределу прочности основного материала, несущая способность элемента после ремонта не восстанавливается вообще и ремонт лишь предотвращает дальнейшее его разрушение. Если $\sigma_р$ меньше предела прочности материала, то первоначальная несущая способность элемента восстанавливается частично. И, наконец, при $\sigma_р=0$ несущая способность элемента после ремонта восстанавливается полностью. Приведенные рассуждения в полной мере применимы не только к конструкциям из однородного материала, но и к железобетонным сооружениям (для последних приходится лишь отдельно учитывать напряжения в бетоне и в арматуре).

Следовательно, для того чтобы оценить степень восстановления несущей способности отремонтированной конструкции, необходимо знать напряжения, действующие в период ремонта, и напряжения, возникающие под влиянием эксплуатационных нагрузок. В тех случаях, когда степень восстановления несущей способности после ремонта недостаточна, в период ремонтных работ необходима частичная разгрузка конструкции.

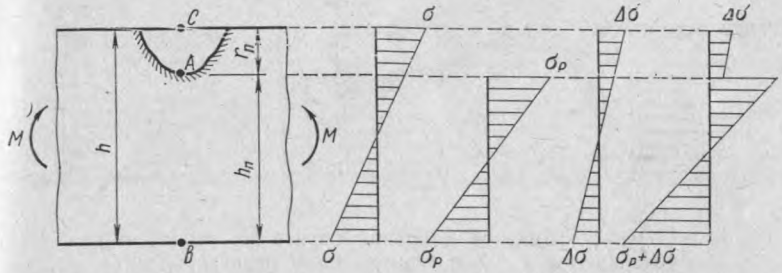


Рис. 60. Схема для определения степени восстановления несущей способности отремонтированного изгибаемого элемента

Другим примером ремонтных работ, не приводящих к полному восстановлению несущей способности сооружения, является засыпка зон переуглубления дна перед шпунтовыми причальными набережными. Переуглубление дна часто возникает в прикордонной полосе акватории, оно вызывается работой судовых винтов. Представление, что после засыпки зон переуглубления сооружение вновь приобретает проектные эксплуатационные качества, является ошибочным и таит опасность возникновения аварийного состояния конструкций.

Когда построенная шпунтовая причальная набережная получает проектную загрузку, устанавливается некоторая начальная эпюра реактивного давления грунта на стенку p (рис. 61, *а*). Как известно, уменьшение полезной нагрузки на поверхности причала в различные периоды его эксплуатации практически не меняет эпюру p, поскольку упругая линия шпунтовой стенки не

может претерпеть обратной трансформации из-за реактивного сопротивления грунта [6, 7, 18].

Если в результате размыва дна его уровень перед стенкой понизится на некоторую величину $H_3—H_4$ (рис. 61, *б*), вместо первоначальной эпюры реактивного давления p установится эпюра p_1. При этом вследствие увеличения свободной высоты стенки напряжения в стенке (а также в анкерных устройствах) возрастают, и конструкция оказывается в перенапряженном состоянии.

После засыпки возникшей зоны переуглубления напряженное состояние сооружения остается практически неизменным. Вновь отсыпанный грунт оказывает на стенку не реактивное, а

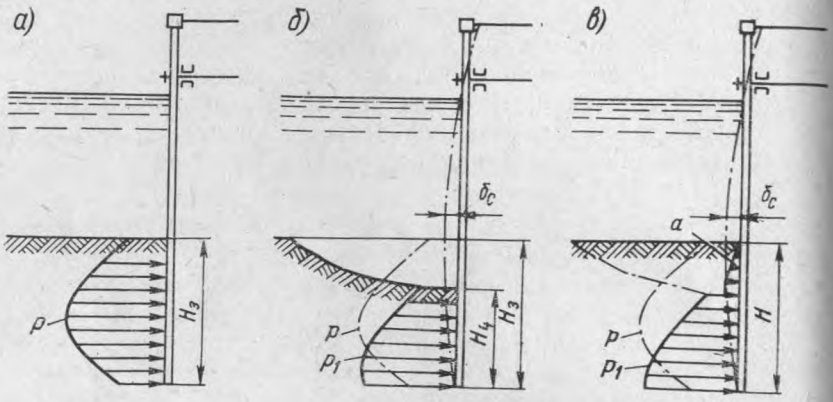


Рис. 61. Изменение реактивного давления грунта на больверк при переуглублении дна и после засыпки зоны переуглубления

лишь незначительное активное давление a (рис. 61, *в*). Дополнительный прогиб стенки δ_c в результате переуглубления дна не исчезает, и поэтому образовавшиеся в ней дополнительные напряжения остаются практически без изменения. Таким образом, выполненный ремонт не восстанавливает первоначальную несущую способность сооружения, а лишь предотвращает ее дальнейшее снижение.

Для того чтобы после засыпки зон переуглубления несущая способность конструкции полностью восстановилась, необходимо обеспечить условия для возвращения упругой линии шпунтовой стенки в нулевое положение. В числе мероприятий, способных обеспечить указанное условие, можно назвать глубинное рыхление грунта засыпки в месте контакта со стенкой (на участке ее свободной высоты).

Неполное восстановление несущей способности заанкерованных шпунтовых стенок имеет место также после ремонта дренажных устройств.

Приведенные примеры иллюстрируют зависимость степени восстановления несущей способности усиленных элементов конструкций от действующих в них в период усиления напряжений. В наиболее общем виде специфика работы конструкций, геометрические параметры которых изменяются под нагрузкой, заключается в следующем.

Поврежденный элемент конструкции (зона *I* на рис. 62), находясь под действием нагрузок, существующих в период ремонта, $\sum_i P_{\text{p}i}$, претерпевает определенные деформации, и в нем возникают некоторые напряжения $\sigma_{\text{p}}(x, y)$. В дальнейшем деформированный поврежденный элемент конструкции ремонтируют, он приобретает при этом новую форму (наращиваемая зона *II*

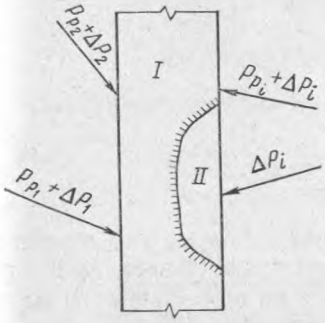


Рис. 62. Схема элемента, геометрические параметры которого изменяются при действии нагрузок

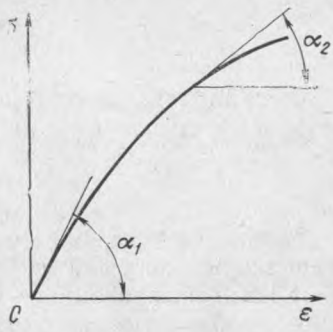


Рис. 63. Зависимость «напряжение — деформация» для основного материала элемента конструкции

жестко связана с зоной *I*). Напряженное состояние его при этом не меняется, а ремонтная зона *II* в этот период свободна от напряжений. Всякие дополнительные силы $\sum_i \Delta P_i$ (как правило, это эксплуатационные нагрузки), приложенные к элементу после усиления, уже воспринимаются совместно двумя зонами (*I* и *II*). При этом во всем элементе возникают дополнительные напряжения $\Delta\sigma(x, y)$, которые в пределах зоны *I* в соответствии с принципом суперпозиции складываются с начальными напряжениями $\sigma_{\text{p}}(x, y)$.

Суммарные напряжения

$$\sigma(x, y) = \sigma_{\text{p}}(x, y) + \Delta\sigma(x, y). \tag{78}$$

В результате окончательное распределение напряжений оказывается качественно отличным от того, которое имело бы место при одновременном загружении восстановленного элемента конструкции силами $\sum_i P_i = \sum_i P_{\text{p}i} + \sum_i \Delta P_i$.

Следовательно, только в том случае, когда на период ремонта сооружение полностью разгружено, т. е. $\sigma_p\ (x, y) = 0$, его несущая способность может быть восстановлена полностью.

Таким образом, специфика задач, связанных с расчетной оценкой несущей способности, отремонтированных без вывода из напряженного состояния конструкций, состоит в необходимости учета того обстоятельства, что в конструкции имеются зоны, напряженное состояние которых является функцией суммарной внешней нагрузки $\sum_i P_i$, и зоны, напряжения в которых зависят только от разности между суммарной внешней нагрузкой и нагрузкой, действовавшей в период ремонта, $\sum_i P_i - \sum_i P_{p\,i}$.

Функциональная взаимосвязь между напряжениями и нагрузками в неповрежденной области (зона *I*)

$$\sigma_I\ (x,\ y) = f_1\left(\sum_i P_{p_i}\right) + f_2\left(\sum_i P_i - \sum_i P_{p_i}\right). \tag{79}$$

Функциональная взаимосвязь между напряжениями и нагрузками в отремонтированной области (зона *II*)

$$\sigma_{II}\ (x,\ y) = f_3\left(\sum_i P_i - \sum_i P_{p_i}\right). \tag{80}$$

Таким образом, для того чтобы решить вопрос о степени восстановления несущей способности элементов конструкций, ремонт которых проводился без вывода их из напряженного состояния, необходимо рассмотреть две задачи:

о распределении напряжений $\sigma_p\ (x, y)$ в поврежденной конструкции под действием нагрузки $\sum_i P_{p_i}$ (с учетом при необходимости концентрации напряжений на контуре повреждения);

о распределении приращений напряжений $\Delta\sigma\ (x, y)$ в кусочно-однородном теле, состоящем из двух областей — основного материала[1] (зона *I*) и ремонтной зоны *II*,— под действием нагрузки $\sum_i \Delta P_i = \sum_i P_i - \sum_i P_{p\,i}$, приложенной к конструкции после ремонта.

Так как прочностные и деформативные характеристики материала в ремонтной зоне *II* могут отличаться от аналогичных характеристик основного материала элемента (зона *I*), имеет место неоднородная задача. Она возникает в связи с тем, что участие обеих зон в восприятии дополнительной нагрузки является функцией соотношения их деформативных характеристик.

При одинаковых основном и ремонтном материалах неоднородная задача возникает из-за нелинейности связи «напряжения — деформация» (σ—ε) (рис. 63).

---

[1] Под основным материалом подразумевается конструкционный материал, из которого элемент был первоначально изготовлен, при этом в расчетах учитывают те механические характеристики материала, которыми он обладает к моменту выполнения ремонтных работ.

Отмеченные особенности, возникающие при применении для ремонта материалов с характеристиками, отличными от таковых у основного конструкционного материала, обязательно необходимо учитывать при оценке эффективности выполнения работ, так как эти особенности, наряду с уровнем ремонтных напряжений [1], существенно влияют на эффективность усиления. Кроме того, применение материалов с заданными деформативными и прочностными характеристиками обеспечивает возможность в определенной мере управлять степенью восстановления несущей способности конструкций при их усилении без вывода из напряженного состояния. Это обстоятельство является очень важным и его необходимо учитывать при эксплуатации отремонтированных конструкций.

Степень повышения несущей способности усиливаемого элемента конструкции θ, определяемая по формуле (22), является функцией ряда величин:

$$\theta = f[\sigma_p;\ R;\ \kappa(\sigma);\ f_1(x,\ y);\ F(x,\ y)]. \qquad (81)$$

где σ_p — лимитирующее напряжение в опасном сечении поврежденного элемента в период ремонта;

R — сопротивление материала;

$\kappa(\sigma)$ — отношение модуля упругости ремонтного материала к модулю упругости основного, которое в общем случае может быть функцией действующих напряжений;

$f_1(x, y)$ — функция, характеризующая геометрические параметры повреждения;

$F(x, y)$ — функция, характеризующая геометрические параметры усиливаемого элемента.

Лимитирующими в общем случае могут быть ремонтные напряжения как на грани ослабленного сечения, так и на контуре повреждения (см. рис. 60, точки B и A). Первое всегда имеет место, когда повреждение не служит концентратором напряжений или концентрация напряжений невелика, а также при большой глубине повреждения, когда эпюра добавочных напряжений $\Delta\sigma$ (см. рис. 60) имеет в точке A близкие к нулю или небольшие по значению ординаты.

Если для усиления используют материал, модуль упругости которого выше модуля упругости материала конструкции, иногда возможны случаи, когда несущую способность элемента ограничивают напряжения в ремонтном материале.

Исследования показали, что степень повышения несущей способности элемента θ зависит, в первую очередь, от лимитирующих ремонтных напряжений, а точнее от отношения этих напряжений к расчетному сопротивлению основного материала ремонтируемого элемента ($\nu = \sigma_p / R$). Влияние показателя $\kappa(\sigma)$ является во многих случаях также достаточно существенным. Фор-

[1] Ремонтными называются те напряжения, которые действуют в элементе в период, когда проводят его усиление, т. е. когда меняются геометрические параметры элемента.

ма повреждения влияет на степень восстановления несущей способности усиливаемого элемента сравнительно мало, а влияние геометрических параметров самого элемента практически не обнаруживается.

12. МЕХАНИЗМ ИЗМЕНЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ УСИЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения. Для разработки обоснованных практических рекомендаций по проектированию и осуществлению усиления сооружений необходимо знать механизм увеличения их несущей способности. Специфический характер работы усиливаемых элементов эксплуатируемых конструкций и механизм формирования их несущей способности можно наглядно зафиксировать только экспериментальным путем.

Первым необходимым этапом изучения рассматриваемого вопроса явились эксперименты [33, 62, 63], направленные на то, чтобы выявить основные закономерности. Поскольку основные несущие элементы конструкций портовых гидротехнических сооружений работают на изгиб, главное внимание было уделено исследованию изгибаемых элементов.

Применительно к ним отношение (22) имеет вид:

$$\Theta = M_в/M, \tag{82}$$

где $M_в$ — изгибающий момент, который элемент может воспринять после усиления;

M — изгибающий момент, который элемент мог воспринимать до возникновения повреждения или ослабления.

Для получения опытных данных, которые с необходимой уверенностью можно было бы применить к реальным сооружениям, были выполнены крупномасштабные экспериментальные исследования на элементах достаточно больших геометрических размеров из материала натурных конструкций. Были проведены испытания специально изготовленных бетонных и железобетонных элементов, работающих на изгиб и имеющих геометрические размеры, близкие к размерам реальных элементов конструкций портовых сооружений. Наряду с этим изучалось напряженное состояние усиливаемых элементов поляризационно-оптическим методом (методом фотоупругости). Конечная цель исследований заключалась в расшифровке функции (81). В первую очередь необходимо было оценить степень повышения несущей способности усиливаемых изгибаемых элементов Θ как функции ограничивающих ее относительных ремонтных напряжений ν.

Крупномасштабные испытания. При загружении опытных элементов по схеме, приведенной на рис. 64, *а*, практически полностью исключено влияние собственного веса элементов на результаты опытов.

Были испытаны большие серии опытных элементов из бетона М300 в виде прямоугольных параллелепипедов трех типоразмеров ($L \times B \times h$), см: $100 \times 45 \times 18$, $100 \times 45 \times 22$ и $100 \times 45 \times 30$. Испытания велись сериями, каждая из которых включала в себя три группы элементов: первая — блоки, не имеющие повреждений (рис. 64, *а*); вторая — блоки с имитированными повреждениями заданной формы (рис. 64, *б*); третья — блоки с имитированными повреждениями, устраненными при нахождении блоков под нагрузкой.

У элементов второй и третьей групп имитированы сплошные по ширине повреждения глубиной $r_п = 0{,}2\ h$, где h — высота неповрежденного элемента. Повреждение находится в сжатой зоне элемента, на участке, заключенном

между точками приложения сил, где при выбранной схеме загружения опытных элементов действует постоянный максимальный изгибающий момент.

Первоначально на специальной установке определялся изгибающий момент, который способен воспринять неповрежденный блок. Далее на этой же установке определялась несущая способность блока, имеющего повреждение. Затем испытывались блоки, у которых повреждение было устранено при нахождении блока под нагрузкой. Относительный уровень ремонтных напряжений $\nu = 0{,}2 \div 0{,}8$. Всего было выполнено 84 опыта.

Опытная установка представляет собой загрузочное устройство с гидравлическим домкратом, направляющими и упорными элементами (рис. 65, *а*) и набором специальных съемных кассет (рис. 65, *б*). Особенность установки заключается в том, что она обеспечивает возможность поддержания стабильного напряженного состояния ремонтируемых элементов посредством съемных кассет. Для того чтобы ремонтные напряжения в опытных элементах не релаксировали вследствие ползучести бетона, кассеты снабжены пружинными компенсаторами.

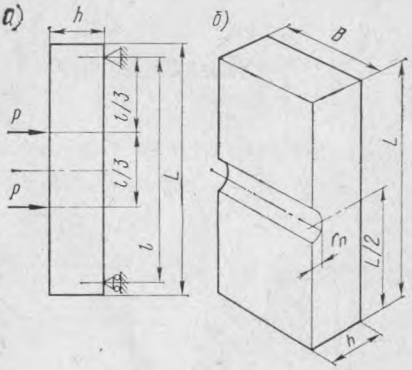


Рис. 64. Схема загружения (*а*) и типоразмеры (*б*) опытного бетонного элемента

Все узлы и механизмы загрузочного устройства смонтированы на станине, состоящей из рамы *1* и опорных стоек *6* и *13* коробчатого сечения. По направляющим *11*, которые приварены к раме, перемещается каретка *5*, на которой установлен горизонтально гидравлический домкрат *8* с толкателем *10*, передающим усилие непосредственно на испытываемый элемент. Последний устанавливается на станине (на специальные подкладки) вплотную к роликовым опорам *12* и *14*, укрепленным на стойке *13*. Установочное движение каретки осуществляется вращением рукоятки 2. При этом вращается также винт *3*. Так как упоры подшипника не допускают продольного перемещения винта, то поступательное перемещение получает надетая на него гайка *4*. Жестко связанная с гайкой каретка также перемещается вдоль оси винта по направляющим, и толкатель подводится к опытному элементу.

Усилие, изгибающее элемент, создается гидравлическим домкратом. Толкатель шарнирно сочленен с поршнем домкрата через промежуточное звено *9*. Значения усилий определяют по показаниям манометров *7*. Разрешающая способность измерительной системы равна 250 Н.

Кассеты позволяют производить испытания отремонтированных элементов, не снимая с последних ремонтных напряжений. Кассета (см. рис. 65, *б*) состоит из рамы *3* с роликовыми опорами *1*, которые аналогичны опорам *12* и *14* на загрузочном устройстве (см. рис. 65, *а*), четырех болтов *2* и двух прижимных траверз *4*, надеваемых на болты. Через прижимные траверзы на ремонтируемый элемент передается усилие, создаваемое пружинами *5* при завинчивании гаек *6*.

Разрушение восстановленного элемента происходит в опасном сечении при полной адгезии нового материала к старому. Во всех опытах ограничивающими (как это и должно быть при устранении повреждений в сжатой зоне) являлись растягивающие напряжения в точке *B* ослабленного сечения (см. рис. 60).

Все опыты при одних исходных данных повторялись, как правило, не менее шести раз. Относительная средняя квадратичная погрешность значений показателя Θ, вычисленных на основании опытных данных, составляла $\pm 6\%$ при любых значениях параметра ν.

В результате проведенных исследований получены сопоставимые данные о несущей способности целых, поврежденных и восстановленных без вывода из напряженного состояния элементов конструкции, что дало возможность оценить степень снижения несущей способности элемента, получившего локальное повреждение, по сравнению с неповрежденным элементом и степень восстановления первоначальной несущей способности эле-

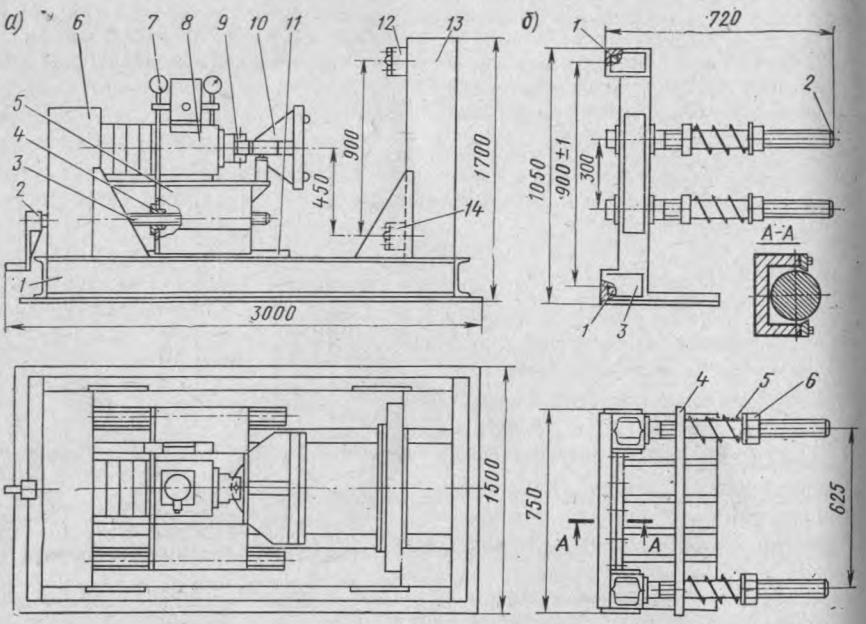


Рис. 65. Опытная установка для исследования эффективности усиления элементов конструкций:
а — загрузочное устройство; *б* — съемная кассета

мента после ремонта, выполненного без вывода элемента из напряженного состояния.

По экспериментальным данным построен график зависимости степени восстановления первоначальной несущей способности элементов от уровня ремонтных напряжений $\theta = f(\nu)$ (рис. 66). Анализ графика показывает, что геометрические размеры опытных элементов практически не влияют на степень восстановления их несущей способности после ремонта и что несущая способность поврежденных элементов снижается пропорционально изменению момента сопротивления в ослабленном сечении. Результаты исследований свидетельствуют о том, что после усиления, осуществленного без вывода элемента из напряженного состояния, его первоначальная несущая способность не восстанавливается в полной мере. При этом чем выше уровень напря-

жений, тем в меньшей степени восстанавливается несущая способность.

Если при $\nu=0{,}1$ утраченная несущая способность элемента восстанавливается на 90%, то при $\nu=0{,}5$ — только на 65, а при $\nu=0{,}8$ — лишь на 20%. Если же $\nu=1$, то утраченная несущая способность не восстанавливается вообще, т. е. ремонт не даст никакого эффекта. Показатель θ в данном случае зависит лишь от отношения $\nabla=(h-r_п)/h=h_п/h$, где $r_п$ — глубина повреждения; $h_п$ — высота сечения элемента в месте повреждения.

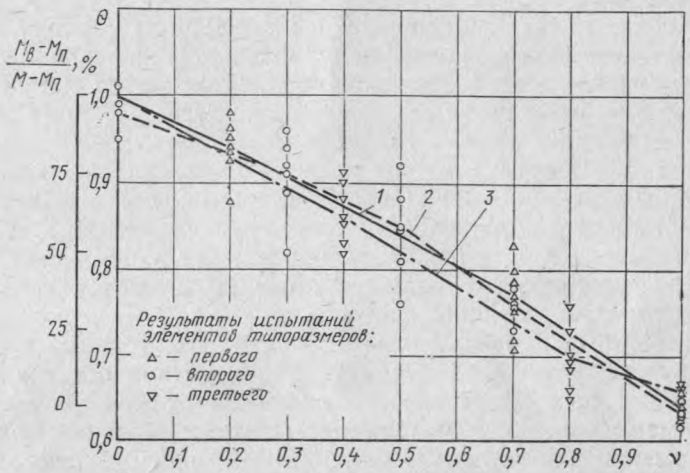


Рис. 66. Зависимость степени восстановления первоначальной несущей способности элементов от относительных ремонтных напряжений:

1, 2, 3 — для первого, второго и третьего типоразмеров опытных элементов; $(M_в-M_п)/(M-M_п)$ — отношение разности изгибающих моментов, которые элемент может воспринять после ремонта и при наличии повреждения к разности изгибающих моментов, которые элемент мог воспринять до возникновения повреждения и при наличии повреждения; ν — отношение ремонтных напряжений на грани ослабленного сечения к расчетному сопротивлению

Аналогичные испытания были проведены с железобетонными элементами [63].

Исследование напряженного состояния усиливаемых элементов поляризационно-оптическим методом. Степень восстановления несущей способности усиливаемых без вывода из напряженного состояния элементов конструкций зависит от их напряженного состояния в послеремонтный период. Результаты, зафиксированные в процессе крупномасштабных экспериментов, являются закономерным следствием специфического распределения напряжений в элементе под воздействием нагрузок, превышающих ремонтные. При уменьшении размеров нагруженного тела поле напряжений в нем трансформируется. Если после этого вновь довести геометрические размеры тела до исходных значе-

ний, то в нем при увеличении нагрузки неизбежно должно сформироваться новое напряженное состояние, которое будет существенно отличаться от исходного, имевшего место при той же нагрузке в элементе проектных размеров. Новое поле напряженного состояния при этом несет на себе отпечаток концентраций напряжений, возникших при повреждении элемента. Основным фактором, влияющим на формирование нового напряженного состояния, является характер и степень участия вновь уложенного материала в восприятии добавочных нагрузок сверх действовавших.

Наиболее полную, наглядную и достоверную картину напряженного состояния тела можно получить, используя поляризационно-оптический метод исследования[1]. Этот метод давно и успешно применяется для оценки напряженного состояния элементов конструкций в рамках традиционных задач, когда геометрия элемента формируется до приложения нагрузки и остается в дальнейшем неизменной. Последние достижения в области совершенствования поляризационно-оптического метода допускают его применение для изучения распределения напряжений в элементах, геометрические размеры которых меняются после возникновения напряженного состояния.

Для ремонта поврежденных элементов конструкций все чаще используют конструкционные материалы, механические характеристики которых существенно отличаются от механических характеристик основного материала. Поэтому были проведены эксперименты по изучению влияния соотношения деформативных свойств ремонтного и основного материалов на степень восстановления несущей способности и характер распределения напряжений в усиливаемых (ремонтируемых) элементах конструкций. Был исследован также вопрос о влиянии формы возникших повреждений на степень восстановления несущей способности элементов. Форма повреждения варьировалась: полукруг, треугольник и прямоугольник.

Сравнение результатов крупномасштабных опытов с результатами испытаний поляризационно-оптическим методом позволило выявить механизм формирования несущей способности усиливаемых без вывода из напряженного состояния изгибаемых элементов конструкций.

Для исследования напряженного состояния усиливаемых элементов конструкций был применен метод двойного «замораживания» деформаций [33, 59]. Сущность этого метода применительно к решаемой задаче заключается в том, что первоначально фиксируют поле напряжений, возникшее от действия ремонтной нагрузки (первое «замораживание»), а затем после «ремонта» модели — суммарные напряжения, складывающиеся из ремонтных

[1] Метод фотоупругости / Н. А. Стрельчук, Г. Л. Хесин, Ф. Ф. Губин и др.; Под ред. Г. Л. Хесина. М.: Стройиздат, 1975. Т. 1. 459 с. Т. 2. 366 с.

и добавочных, возникающих от увеличенной после ремонта внешней нагрузки (второе «замораживание»).

Наличие полей напряжений в исследованных элементах дает возможность произвести оценку степени восстановления их несущей способности после ремонта.

В опытах использовалась поляризационная установка ППУ-7. Для более точной фиксации напряженного состояния модели был применен координатно-синхронный поляриметр КСП-5, разность хода лучей δ на котором замерялась слюдяным компенсатором Краснова СКК-2.

Наличие значений δ позволяло определить разность главных напряжений в различных точках модели на основании соотношения $\delta = ct_{\text{м}}(\sigma_1 - \sigma_2)$, где c — оптический коэффициент; $t_{\text{м}}$ — толщина модели; σ_1 и σ_2 — главные напряжения [33]. В опытах фиксировалась также система изоклин — линий равных углов наклона площадок главных напряжений $\varphi_{1,2}$.

Таким образом, в результате эксперимента в каждой точке модели регистрировались две величины: разность хода лучей δ, пропорциональная максимальным напряжениям $[\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2]$, и угол $\varphi_{1,2}$. Это дало возможность определить в каждой точке модели значения касательных напряжений по формуле $\tau_{xy} = \tau_{\max} \sin 2\varphi_{1,2}$.

Нормальные напряжения σ_x и σ_y во внутренних точках модели находят интегрированием уравнений равновесия численными методами при известных граничных условиях:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0; \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0; \end{aligned}\right\} \tag{83}$$

$$\sigma_x = -\int \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}\, dx + c_1 = -\sum_i \frac{\Delta \tau_{xy}}{\Delta y} \Delta x + \sigma_{x_0}; \tag{84}$$

$$\sigma_y = -\int \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}\, dy + c_2 = \sum_i \frac{\Delta \tau_{xy}}{\Delta x} \Delta y + \sigma_{y_0}, \tag{85}$$

где σ_{x_0} и σ_{y_0} — граничные значения σ_x и σ_y в начальной точке сечения, по которому производится интегрирование.

Примененное в опытах нагрузочное устройство обеспечивало схему нагрузок, аналогичную принятой при испытаниях бетонных элементов. Значения прикладываемых к моделям внешних нагрузок определялись путем расчета максимальных значений нормальных напряжений σ_x таким образом, чтобы обеспечить возможность точного замера разности хода лучей компенсатором Краснова.

В процессе проведения экспериментов основное внимание было уделено оценке напряженного состояния сечений в наиболее ответственной зоне элемента конструкции. Такими сечениями были центральное сечение балки *0—0* и сечения *I—I* и *II—II*, максимально приближенные к границе повреждения (рис. 67, *а*). Вычисление компонентов тензора напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} на основании измеренных параметров δ и $\varphi_{1,2}$ осуществлялось с применением ЭВМ «Проминь-2м» на базе специально составленной программы.

Результаты опытов представлены в виде эпюр нормальных напряжений в сечении модели (рис. 67, *б* — *к*).

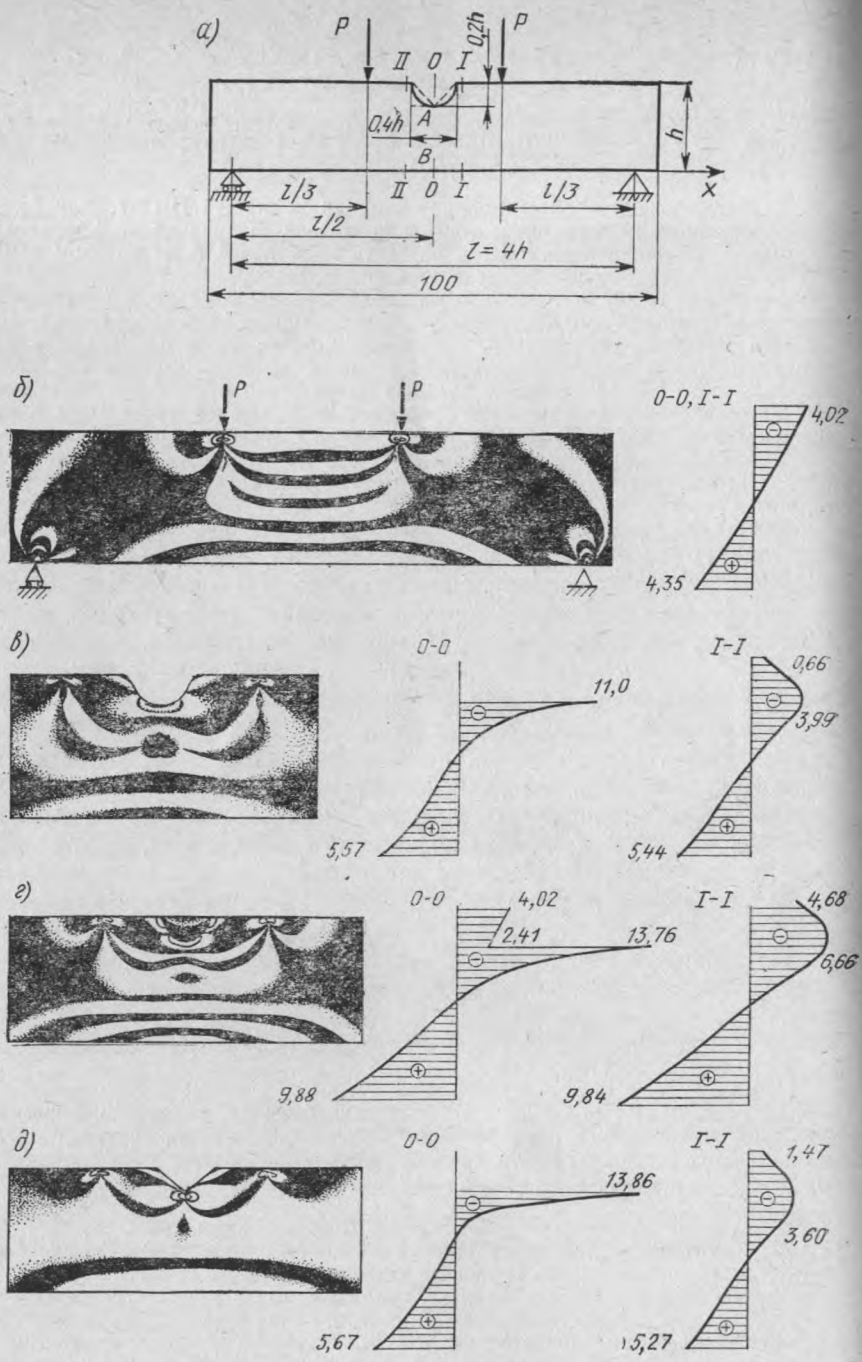
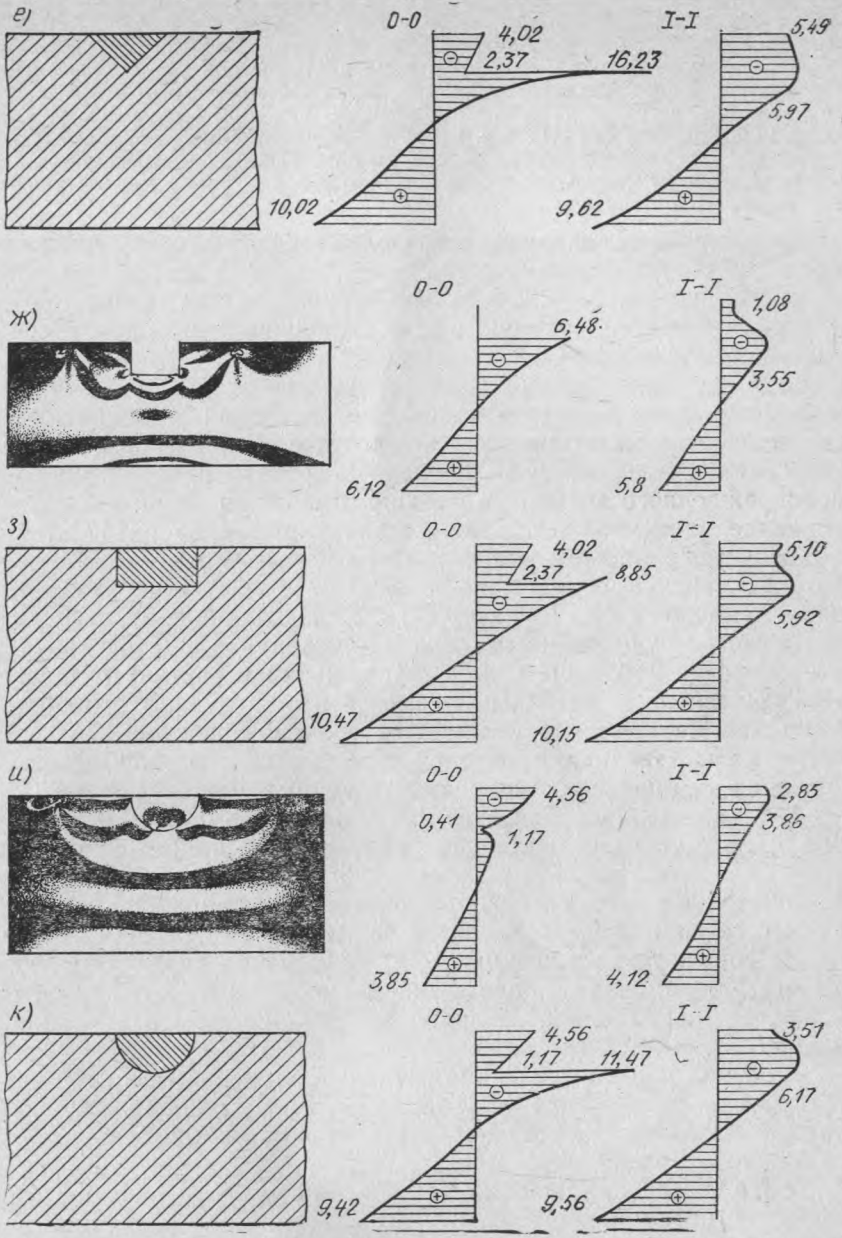


Рис. 67. Изохромы и эпюры напряжений в изгибаемых элементах по данным исследований поляризационно-оптическим методом:



а — схема загружения модели ($t_м$ =10 мм, h=22 мм); *б* — при отсутствии повреждения (P=1Н); в — при наличии повреждения в форме полукруга ($P_р$ =1Н); *г* — после устранения повреждения в форме полукруга ($P_в = P_р + \Delta P$=2Н, $к$=1); *д* — при наличии повреждения треугольной формы ($P_р$=1Н); *е* — после устранения повреждения треугольной формы ($P_в = P_р + \Delta P$=2Н, $к$=1); *ж* — при наличии повреждения прямоугольной формы ($P_р$=1Н); *з* — после устранения повреждения прямоугольной формы ($P_в = P_р + \Delta P$=2Н, $к$=1); *и* — после усиления с полным выводом из напряженного состояния (ΔP=1Н, $к$=3); *к* — после усиления без вывода из напряженного состояния ($P_в = P_р + \Delta P$ =2Н, $к$=3)

Приведенные на рис. 67, *в — з* данные получены при усилении элемента материалом с теми же деформативными характеристиками, что и у основного материала, нагрузка на усиленные элементы при этом была равна удвоенной ремонтной нагрузке. На рис. 67, *и, к* приведены эпюры нормальных напряжений в усиленных элементах конструкции при использовании для ремонта материала, модуль упругости которого в 3 раза выше модуля упругости основного материала.

Результаты исследований позволяют сделать следующие выводы.

1. Наличие повреждений различной формы существенно трансформирует начальную эпюру напряжений в опасном сечении элемента конструкции.

2. Максимальные значения растягивающих напряжений σ_x в поврежденном элементе превышают значения напряжений в сплошном элементе при той же нагрузке. При этом отношение максимальных значений σ_x в опасном сечении поврежденного и неповрежденного элементов меньше отношения моментов сопротивления элементов в тех же сечениях примерно на 17%, что объясняется влиянием концентратора напряжения.

3. Изменение формы повреждения сказывается на характере эпюр напряжений σ_x (см. рис. 67, *в, д, ж*). Влияние этого фактора является существенным для напряжений в сжатой зоне и относительно небольшим для напряжений в растянутой зоне. Применительно к бетонным элементам конструкций это обстоятельство не имеет существенного значения, поскольку у них степень восстановления несущей способности и вообще несущая способность определяются растягивающими напряжениями.

4. Напряженное состояние восстановленного элемента (см. рис. 67, *г, е, з, к*) существенно отличается от напряженного состояния неповрежденного элемента, находящегося под воздействием той же нагрузки. Эпюра нормальных напряжений σ_x для любого сечения восстановленного элемента при действии нагрузки $P_в$ формируется в результате суммирования двух эпюр: эпюры σ_x для элемента с повреждением при ремонтной нагрузке $P_р$ и эпюры приращений напряжений $\Delta\sigma_x$ в отремонтированном элементе при нагрузке ΔP.

5. Эпюра нормальных напряжений σ_x в среднем сечении восстановленного элемента (см. рис. 67, *г, е, з, к*) носит скачкообразный характер. Скачок наблюдается на границе основного и ремонтного материалов.

6. На эпюре приращений напряжений $\Delta\sigma_x$ (см. рис. 67, *и*) в элементе, отремонтированном иным материалом, на границе повреждения наблюдается скачок, пропорциональный соотношению модулей упругости ремонтного и основного материалов ($\kappa = E_2/E_1$), что указывает на различную степень участия обеих зон в работе элемента при восприятии нагрузки ΔP.

7. В поврежденном и восстановленном элементах в расчетных сечениях *I—I* и *II—II* максимум сжимающих нормальных напряжений находится не на их гранях, а смещен вглубь. Таким

образом, наличие повреждения вносит существенные изменения в распределение напряжений σ_x как в центральном сечении, так и в сечении, прилегающем к зоне повреждения.

8. Напряженное состояние элемента, восстановленного иным материалом (см. рис. 67, *к*), весьма существенно отличается от напряженного состояния такого же элемента, восстановленного материалом, идентичным по механическим характеристикам основному (см. рис. 67, *г*), при одинаковой нагрузке.

На основании зафиксированных эпюр напряжений вычислен показатель «степень изменения первоначальной несущей способности усиленных без вывода из напряженного состояния элементов» θ как при усилении материалом с теми же деформативными характеристиками, что у основного, так и при усилении материалом с иными деформативными характеристиками.

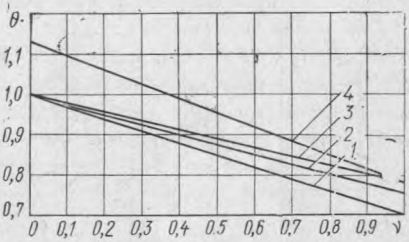


Рис. 68. Зависимость степени восстановления первоначальной несущей способности изгибаемого элемента от относительных ремонтных напряжений (по данным исследования поляризационно-оптическим методом) при формах повреждения:

1 — прямоугольной ($\kappa=1$); *2* — треугольной ($\kappa=1$); *3* — полукруглой ($\kappa=1$); *4* — полукруглой ($\kappa=3$)

Форма повреждения относительно мало влияет на степень восстановления первоначальной несущей способности отремонтированных элементов (рис. 68). Опытные данные, относящиеся к полукруглой и треугольной формам повреждения, практически совпадают между собой. Данные, полученные для прямоугольной формы повреждения, несколько отличаются от данных для полукруглой и треугольной форм. Указанное различие является более или менее заметным при значениях ν, близких к единице. При $\nu=1$ расхождение составляет всего 9%.

Соотношение деформативных характеристик ремонтного и основного материалов весьма существенно сказывается на степени восстановления первоначальной несущей способности сооружений.

Приведенный график построен для варианта, когда степень восстановления несущей способности усиленного элемента ограничивается действующими в нем растягивающими напряжениями (см. рис. 68), что в подавляющем большинстве случаев соответствует натурным условиям для бетонных и железобетонных конструкций портовых сооружений.

Несущая способность металлоконструкций ограничивается абсолютными значениями действующих в сечении напряжений независимо от того, являются ли они сжимающими или растягивающими. Степень восстановления их несущей способности после усиления может ограничиваться при малых глубинах повреж-

дений наибольшими напряжениями в сжатой зоне (применительно к рассмотренной схеме загружения), которые несут на себе наиболее существенный отпечаток влияния концентраторов напряжений, или наибольшими напряжениями в растянутой зоне при больших глубинах повреждений (рис. 69).

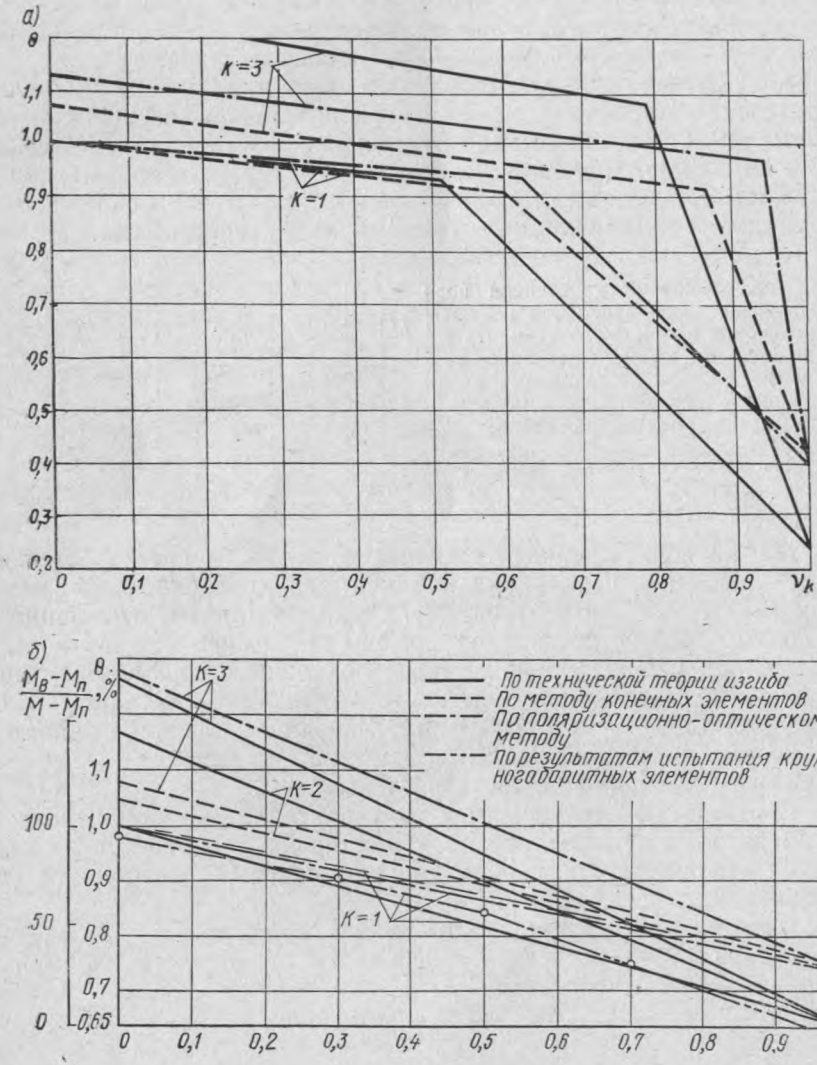


Рис. 69. Зависимость степени восстановления первоначальной несущей способности изгибаемого элемента от относительных ремонтных напряжений:

а — повреждение является концентратором напряжений; *б* — повреждение не является концентратором напряжений; ν_k — отношение ремонтных напряжений на контуре повреждения σ_{pk} к расчетному сопротивлению основного материала R

На рис. 69, *а* штрих-пунктирными линиями показаны зависимости $\theta = f(\nu_k)$, построенные по результатам опытов (см. рис. 67, *б, в, г, и, к*) при повреждении в виде полукруга для случая, когда лимитирующими могут быть напряжения как в точке A, так и в точке B ослабленного сечения, в зависимости от глубины повреждения и абсолютного приращения напряжений от добавочной нагрузки. Эти линии, полученные с учетом концентратора напряжений, имеют характерные переломы, соответствующие значениям $\nu_k = 0{,}63$ (при $\kappa = 1$) и $\nu_k = 0{,}94$ (при $\kappa = 3$). Точки перелома отвечают положению, когда суммарные напряжения в основном материале восстановленного элемента $\sigma_p(x, y) + \Delta\sigma(x, y)$ достигают значения расчетного сопротивления материала R одновременно на контуре повреждения и на противоположной грани ослабленного сечения. При значениях ν_k, больших соответствующего точке перелома, степень восстановления несущей способности θ лимитируется суммарными напряжениями на контуре повреждения, а при меньших — на противоположной грани ослабленного сечения.

Таким образом, причина невосстановления первоначальной несущей способности элементов конструкций, отремонтированных без вывода из напряженного состояния, заключается в специфическом распределении в них напряжений. Напряжения, действовавшие в период усиления, остаются без изменения, и к ним добавляются напряжения, вызванные повышенной нагрузкой, прикладываемой к усиленному элементу. В результате уровень напряжений в основном материале оказывается выше того уровня, который был до возникновения повреждения при действии той же самой нагрузки, а усиливающий (ремонтный) материал в большинстве случаев оказывается недогруженным.

При формах повреждения, достаточно близких к наблюдаемым у реальных бетонных и железобетонных элементов строительных конструкций, концентраторы напряжений сказываются на общем характере напряженного состояния элемента. Однако в наиболее часто встречающихся случаях повреждений элементов конструкций в сжатой зоне степень восстановления их несущей способности определяется только растягивающими напряжениями, влияние концентратора напряжений является при этом несущественным, его, как правило, можно не учитывать.

13. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОЦЕНКИ ЭФФЕКТИВНОСТИ УСИЛЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ

Общая постановка задачи. Сложность задачи по определению несущей способности элемента после усиления $S_в$ заключается, в первую очередь, в том, что в общем случае работа основного и ремонтного материала может быть неодинаковой как за счет разницы в их механических характеристиках, так и за счет того, что их напряженное состояние существенно различно.

Таким образом, определение степени восстановления первоначальной несущей способности θ связано с рассмотрением, по существу, двух тел различных геометрических параметров (до и после усиления), с учетом того, что связь «напряжение — деформация» зависит от уровня действующих напряжений и может быть различной в основной и ремонтной областях. Подобно тому, как всякая оценка напряженно-деформированного состояния тела или среды сводится к решению соответствующей краевой задачи, здесь также приходится рассматривать задачи такого рода. Однако они оказываются усложненными вследствие отмеченных выше обстоятельств и в связи с тем, что необходимо учитывать условия совместности деформаций на контуре имевшегося повреждения.

Применительно к рассматриваемой проблеме на основании уравнений равновесия и совместности деформаций [1] зависимости между деформациями и напряжениями могут быть выражены в виде следующих соотношений.

Для плоского деформированного состояния линейные ε и угловые γ деформации определяют по соотношениям:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_x &= c_{11}(\sigma_x - \sigma_y) + (1+\mu)\,\alpha T; \\ \varepsilon_y &= c_{11}(\sigma_y - c_{12}\sigma_x) + (1+\mu)\,\alpha T; \\ \gamma_{xy} &= 2(1+c_{12})\,c_{11}\tau_{xy}, \end{aligned}\right\} \tag{86}$$

а для плоского напряженного состояния — по соотношениям:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_x &= c_{11}(\sigma_x - c_{12}\sigma_y) + \alpha T; \\ \varepsilon_y &= c_{11}(\sigma_y - c_{12}\sigma_x) + \alpha T, \\ \gamma_{xy} &= 2(1+c_{12})\,c_{11}\tau_{xy} \end{aligned}\right\} \tag{87}$$

где $c_{11}=(1-\mu^2)/E$; $c_{12}=\mu(1-\mu)$ — для случая плоского деформированного состояния;

$c_{11}=1/E$; $c_{12}=\mu$ — для случая плоского напряженного состояния (здесь $E(x, y)$, $\mu(x, y)$ — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона, в общем случае неоднородной задачи зависящие от координат рассматриваемой точки);

α — коэффициент линейного расширения;

T — температура.

В наиболее общем случае, когда наряду с поверхностными усилиями необходимо учесть и объемные силы V и последние имеют потенциал, на основании зависимостей

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + V; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + V; \quad \tau_{xy} = -\frac{d^2 \varphi}{\partial x\,\partial y} \tag{88}$$

можно получить следующие соотношения.

[1] Ду Цин Хуа. Плоская задача теории упругости неоднородной изотропной среды.— В кн.: Проблемы механики сплошной среды. М.: Изд-во АН СССР, 1961, с. 152—156.

Для плоского напряженного состояния:

$$\nabla^2 (e \nabla^2 \varphi) - \frac{1}{1-\mu}\left(\frac{\partial^2 e}{\partial y^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 e}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 e}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \right) =$$

$$= -\frac{e_0}{1-\mu} \nabla^2 (\alpha T) - \frac{1-2\mu}{1-\mu} \nabla^2 (e V); \qquad (89)$$

для плоского деформированного состояния:

$$\nabla^2 (e \nabla^2 \varphi) - \frac{1}{1-\mu}\left(\frac{\partial^2 e}{\partial y^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 e}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 e}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \right) =$$

$$= -e_0 \nabla^2 (\alpha T) - (1-\mu) \nabla^2 (e V), \qquad (90)$$

где ∇^2 — оператор Лапласа;
φ — функция напряжений.

$$e = e_0/E; \quad e_0 = 1 - \mu^2 .$$

Соотношения (89) и (90) справедливы, когда эффектом изменения величины μ можно пренебречь, что для практических целей почти всегда приемлемо.

Зависимости (89) и (90) однозначно определяют поле напряжений и деформаций для любых односвязных областей. Они справедливы для материалов, поведение которых подчиняется исходным предпосылкам линейной теории упругости. Анализируя рассматриваемую задачу в рамках теории пластичности, следует установить связь между интенсивностью напряжений и деформаций, а в рамках теории ползучести (т. е. в тех случаях, когда напряженно-деформированное состояние тел зависит от времени t) принимать в качестве исходного соотношения уравнение состояния $\Phi\ (\varepsilon, \dot{\varepsilon}, \sigma, \dot{\sigma}, T, t) = 0$.

Аналитическое решение задач по определению показателя θ с позиций теории упругости является достаточно сложным даже для тел сравнительно простой конфигурации. Здесь целесообразно использование метода конечных элементов или других численных методов решения задач теории упругости.

Если основной и ремонтный материалы имеют различные модули упругости (E_1 и E_2), для выполнения условия совместности деформаций на контуре повреждения требуется, чтобы были соблюдены соотношения[1]:

$$\left.\begin{aligned} u_1(s) &= u_2(s); \\ v_1(s) &= v_2(s) \end{aligned}\right\} \text{ и } \left.\begin{aligned} \sigma_{n_1} &= \sigma_{n_2} = \sigma_n; \\ \tau_{ns_1} &= \tau_{ns_2} = \tau_{ns}, \end{aligned}\right\} \qquad (91)$$

где u, v — перемещение точек контура повреждения в направлениях к нему соответственно перпендикулярном (ось n) и касательном (ось s);

[1] В формулах (91)—(94) индекс 1 у буквенного обозначения любой величины показывает ее принадлежность к основной области, а индекс 2 — к ремонтной.

σ_n и τ_{ns} — нормальные и касательные напряжения на контуре повреждения.

Условия на границе посредством соотношений

$$\varepsilon_n = \frac{\partial u}{\partial n}\ ;\ \varepsilon_s = \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{u}{\rho_n}\ ;\ \gamma_{ns} = \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{v}{\rho_n}$$

(где ρ_n — радиус кривизны контура повреждения) могут быть выражены следующим образом:

$$\left.\begin{aligned} &\varepsilon_{s_1} = \varepsilon_{s_2}\ ; \\ &\frac{\partial \gamma_{ns_1}}{\partial s} + \frac{\varepsilon_{n_1}}{\rho_n} - \frac{\partial \varepsilon_{s_1}}{\partial n} = \frac{\partial \gamma_{ns_2}}{\partial s} + \frac{\varepsilon_{n_2}}{\rho_n} - \frac{\partial \varepsilon_{s_2}}{\partial n}\ . \end{aligned}\right\} \qquad (92)$$

Эти же условия, выраженные через напряжения, имеют вид:

$$\left.\begin{aligned} &c_1(\sigma_{s_1} - b_1\sigma_n) = c_2(\sigma_{s_2} - b_2\sigma_n); \\ &2c_1(1+b_1)\left(\frac{\partial \tau_{ns}}{\partial s}\right) + \frac{c_1}{\rho_n}(\sigma_n - b_1\sigma_{s_1}) - c_1\left(\frac{\partial \sigma_{s_1}}{\partial n} - b_1\frac{\partial \sigma_n}{\partial n}\right) = \\ &= 2c_2(1+b_2)\left(\frac{\partial \tau_{ns}}{\partial s}\right) + \frac{c_2}{\rho_n}(\sigma_n - b_2\sigma_{s_2}) - c_2\left(\frac{\partial \sigma_{s_2}}{\partial n} - \right. \\ &\left. - b_2\frac{\partial \sigma_n}{\partial n}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (93)$$

Здесь для плоского напряженного состояния

$$c_1 = 1/E_1;\quad b_1 = \mu_1;\quad c_2 = 1/E_2;\quad b_2 = \mu_2;$$

а для плоского деформированного состояния

$$c_1 = (1-\mu_1^2)/E_1;\quad b_1 = \mu_1/(1-\mu_1);\quad c_2 = (1-\mu_2^2)/E_2;$$

$$b_2 = \mu_2/(1-\mu_2).$$

Используя функцию напряжений φ, можно получить:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial n^2} - b_1\left(\frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial s^2} + \frac{1}{\rho_n}\frac{\partial \varphi_1}{\partial n}\right) = \frac{c_2}{c_1}\left[\frac{\partial^2 \varphi_2}{\partial n^2} - b_2\left(\frac{\partial^2 \varphi^2}{\partial s^2} + \right.\right. \\ &\left.\left. + \frac{1}{\rho_n}\frac{\partial \varphi_2}{\partial n}\right)\right]; \\ &(2+b_1)\frac{\partial}{\partial n}\left(\frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial s^2}\right) + \frac{1+2b_1}{\rho_n}\left(\frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial s^2} + \frac{1}{\rho_n}\frac{\partial \varphi_1}{\partial n}\right) + \frac{\partial^3 \varphi_1}{\partial n^3} = \\ &= \frac{c_2}{c_1}\left[(2+b_2)\frac{\partial}{\partial n}\left(\frac{\partial^2 \varphi_2}{\partial s^2}\right) + \frac{1+2b_2}{\rho_n}\left(\frac{\partial^2 \varphi_2}{\partial s^2} + \frac{1}{\rho_n}\times\right.\right. \\ &\left.\left. \times\frac{\partial \varphi_2}{\partial n}\right) + \frac{\partial^3 \varphi_2}{\partial n^3}\right]. \end{aligned}\right\} \qquad (94)$$

При решении конкретных краевых задач наряду с условием совместности деформаций на границе ремонтной зоны должны быть использованы контурные условия на поверхности тела:

$$\left.\begin{aligned} p_{xm} &= \sigma_x \cos(xm) + \tau_{xy} \cos(ym); \\ p_{ym} &= \tau_{xy} \cos(xm) + \sigma_y \cos(xm), \end{aligned}\right\} \qquad (95)$$

где p_{xm}, p_{ym} — проекции на оси соответственно x и y внешней силы, приходящейся на единицу площади поверхности тела;

$\cos(xm)$, $\cos(ym)$ — косинусы углов между нормалью к поверхности тела m и осями соответственно x, y в точке приложения силы.

Приведенные соотношения являются исходными условиями для решения конкретных задач, представляющих интерес для портовой гидротехники.

Довольно часто несущую способность элементов эксплуатируемых сооружений повышают увеличением площадей их сечений. В этом случае необходим расчет на прочность составных элементов конструкций.

Использование громоздких расчетных зависимостей теории упругости на практике во многих случаях чрезвычайно неудобно. Поэтому для решения задач, связанных с оценкой несущей способности усиленных под нагрузкой элементов строительных конструкций, целесообразно применение технической теории изгиба, возможность этого показана ниже.

Решение задачи методом конечных элементов. В основу метода конечных элементов, используемого для решения задач механики сплошных деформируемых сред [16, 57], положено представление континуальной среды дискретной расчетной схемой. Рассматриваемая область аппроксимируется элементами конечных размеров простой геометрической формы. Соседние элементы вплотную прилегают один к другому одноименными гранями и соединяются в узлах. Основное матричное уравнение метода конечных элементов, полученное на базе использования принципа Лагранжа [57],

$$\{F\} = [L]\{U\}, \qquad (96)$$

где $\{F\}$ — матрица-столбец узловых сил;

$[L]$ — обобщенная матрица жесткости системы;

$\{v\}$ — матрица-столбец узловых перемещений.

Уравнение (96) позволяет определить все компоненты перемещений вершин элементов. Одно из существенных достоинств метода конечных элементов заключается в том, что в общем случае он позволяет рассматривать и неоднородные среды при условии, что в пределах отдельных элементов условие однородности соблюдается.

Методом конечных элементов рассчитан изгибаемый массивный элемент (рис. 70), получивший локальное, сплошное по ширине повреждение в сжатой зоне и восстановленный без вывода его из напряженного состояния (дей-

ствующая нагрузка $P=500$ Н). Конфигурация повреждения — полукруг глубиной 0,2 h, где h — высота неповрежденного элемента.

Расчеты были выполнены для следующих случаев: когда элемент имеет повреждение, когда повреждение устранено без вывода элемента из напряженного состояния материалами с идентичными основному механическими характеристиками, когда ремонт осуществлен иным материалом, модуль упругости которого отличается от модуля упругости основного материала. Соотношение модулей упругости ремонтного и основного материалов принималось равным 1, 2 и 3.

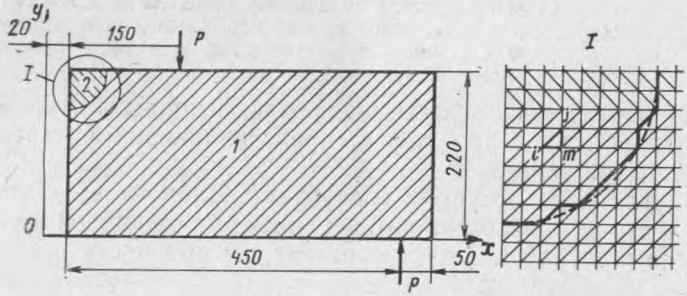


Рис. 70. Расчетная схема усиленного изгибаемого элемента конструкции (метод конечных элементов):
1 — зона основного материала; *2* — зона ремонтного материала

Решение получено с использованием программы для плоской задачи теории упругости, составленной на языке АЛГОЛ-60 для ЭВМ типа М-220 [1]. Математическая реализация сводилась к минимизации функционала полной энергии для плоского деформированнного состояния:

$$\Phi(u, v) = \frac{E\mu(1-\mu)^2}{2(1-2\mu)^2} \int_{\Omega} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \frac{2\mu}{1-\mu} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \right.$$

$$\left. + \frac{1-2\mu}{2\mu} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] d\Omega - \int_{\Omega} (X u + Y v)\, d\Omega - \int_{s_1} P_x u\, ds_к -$$

$$- \int_{s_2} P_y v\, ds_k - \int_{s_3} (P_x u + P_y v)\, ds_к,$$

где u, v — компоненты перемещений точек области в направлении осей соответственно x и y ($u, v/s_0=0$; $v/s_1=0$; $u/s_2=0$; $u, v/s_3 \neq 0$);
E — модуль упругости;
μ — коэффициент Пуассона;
Ω — расчетная область переменных x, y;
X, Y — проекции объемной нагрузки на оси x, y;
P_x, P_y — проекции контурных нагрузок на оси x, y;
$s_к$ — контур рассматриваемой области.

$$s_к = s_0 \cup s_1 \cup s_2 \cup s_3.$$

[1] Гордон Л. А., Заливако С. Б., Шойхет Б. А. Программа решения плоской задачи теории упругости методом конечных элементов для ЭВМ типа М-220. Л.: 1974. 44 с.

Поскольку получаемые результаты в определенной степени зависят от характера разбивки рассчитываемой конструкции на элементы, этому вопросу было уделено особое внимание (принятая схема разбивки области на элементы показана на рис. 70).

Для формирования обобщенной матрицы жесткости $[L]$ предварительно были составлены матрицы жесткости каждого треугольного элемента $[L_э]$, которые для случая плоской деформации можно записать в виде произведения:

$$[L_э] = \frac{1}{4s_э} \times$$

$$\times \begin{bmatrix} y_{jm} & 0 & x_{mj} \\ y_{mi} & 0 & x_{im} \\ y_{ij} & 0 & x_{ji} \\ 0 & x_{mj} & y_{jm} \\ 0 & x_{im} & y_{mi} \\ 0 & x_{ji} & y_{ij} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda+2G & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda+2G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_{jm} & y_{mi} & y_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & x_{mj} & x_{im} & x_{ji} \\ x_{mj} & x_{im} & x_{ji} & y_{jm} & y_{mi} & y_{ij} \end{bmatrix},$$

где $S_э$ — площадь рассматриваемого элемента;

j, m, i — индексы вершин рассматриваемого треугольного элемента (см. рис. 70);

x_{ij}, y_{jm} и другие переменные с двойными индексами — разности координат узлов с соответствующими индексами (например, $x_{ij}=x_i-x_j$);

λ и G — коэффициенты Ляме $[\lambda=E\mu/(1+\mu)(1-2\mu)$; $G=E/2(1+\mu)]$.

Формирование обобщенной матрицы жесткости $[L]$ осуществлялось путем рассылки членов матрицы $[L_э]$ по определенным правилам в ячейки матрицы $[L]$. Указанные правила базировались на выполнении условий равновесия в каждом узле:

$$\left.\begin{aligned} F_{xi} &= f_{xi_{\mathrm{I}}} + f_{xi_{\mathrm{II}}} + \cdots + f_{xi_g}; \\ F_{yi} &= f_{yi_{\mathrm{I}}} + f_{yi_{\mathrm{II}}} + \cdots + f_{yi_g}. \end{aligned}\right\}$$

где F_{xi}, F_{yi} — компоненты силы F_i, приложенной в i-м узле;

$f_{xi_{\mathrm{I}}}, \ldots, f_{xi_g}; f_{yi_{\mathrm{I}}}, \ldots, f_{yi_g}$ — составляющие силы F_i, действующие на каждый из сходящихся в i-м узле элемент, общее число которых равно g.

Матрица $[L]$ имела блочно-трехдиагональную структуру и формировалась в соответствии с уравнением (96), приведенным к следующему виду:

$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \\ F_{x2} \\ F_{y2} \\ \vdots \\ F_{xn} \\ F_{yn} \end{Bmatrix} = [L] \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \end{Bmatrix}, \qquad (97)$$

где n — число узлов в рассматриваемой области.

Анализ полученных результатов показал, что между распределением напряжений в восстановленных и неповрежденных элементах конструкции имеются резкие качественные и количественные различия. Эта разница в большой степени зависит от уровня ремонтных напряжений и от соотношения деформативных характеристик ремонтного и основного материалов.

Чем выше значение коэффициента κ, тем при прочих равных условиях более ярко выражена неравномерность распределения приращений напряжений по сечению усиленного элемента, что существенно влияет на степень восстановления первоначальной несущей способности элемента θ (см. рис. 69)

Определение степени восстановления первоначальной несущей способности элемента на основе решений теории упругости. Соотношения геометрических размеров изгибаемых элементов портовых гидротехнических сооружений чаще всего не выходят за пределы значений, при которых решения теории упругости и технической теории изгиба дают достаточно близкие результаты. Встречаются, однако, и такие случаи, когда элемент конструкции следует рассматривать как балку-стенку. Применительно к первому случаю пользоваться решениями теории упругости нет необходимости, поскольку зависимости, полученные на основе гипотезы плоских сечений, дают вполне приемлемые результаты [21, 65]. Что касается второго случая, то здесь до настоящего времени не имеется удовлетворительных замкнутых решений, которые можно было бы использовать применительно к рассматриваемой задаче.

Получение формул для определения степени восстановления первоначальной несущей способности элемента θ на основе теории упругости представляет большой интерес также и потому, что уже сама структура этих формул должна в первом приближении показать, как значения этого показателя меняются с изменением соотношений геометрических размеров элементов. Зависимость для определения показателя θ относительно просто можно получить для двухопорной балки, находящейся под равномерно распределенной нагрузкой q и усиливаемой путем увеличения ее высоты. Частным случаем такого усиления может быть восстановление первоначальной высоты поврежденной балки, при котором значения показателя θ меняются в зависимости от уровня ремонтных напряжений от $\theta_{пов}$ до 1. В наиболее общем случае высота балки может превысить первоначальную высоту. Тогда θ будет больше 1.

Если увеличение высоты балки необходимо для восстановления первоначальной несущей способности элемента (рис. 71, *а*), исходная формула (22) в соответствии с принципом суперпозиции может быть представлена в следующем виде [1]:

$$\theta = (q_{\text{р}} + \Delta q)/q, \qquad (98)$$

[1] Рассматривается случай ослабления балки по всей длине вследствие уменьшения высоты сечения.

где $q_р$ — нагрузка, воспринимаемая ослабленной балкой во время работ по ее усилению;

Δq — дополнительная нагрузка, которую может воспринять балка после устранения повреждения;

q — нагрузка, которую могла воспринимать балка до получения повреждения.

Входящие в формулу (98) величины $q_р$, Δq и q следует выразить через напряжения в любом сечении по длине балки. Указанные напряжения [3]

$$\sigma_x = \frac{q}{2I}(l^2 - x^2)\,y + \frac{q}{2I}\left(\frac{2}{3}y^2 - \frac{h^2}{10}\right)y, \qquad (99)$$

где I — момент инерции сечения балки;

l — половина пролета балки;

h — высота балки.

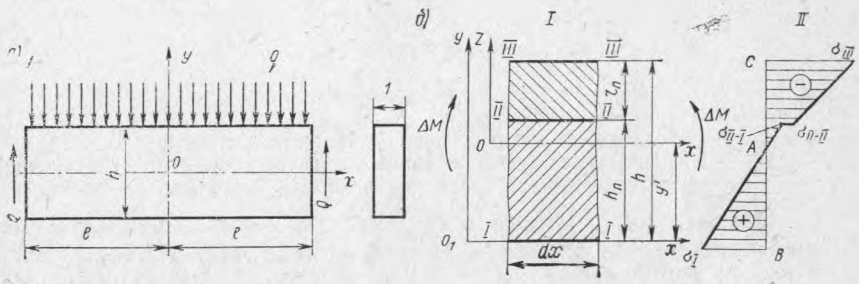


Рис. 71. Схема для определения степени восстановления первоначальной несущей способности изгибаемых элементов:

а — на основе решений теории упругости; *б* — на основе технической теории изгиба; *I* — исходная расчетная схема; *II* — эпюра приращений напряжений $\Delta\sigma_x$ ($\kappa > 1$); Q — поперечная сила

При известном значении наибольших ремонтных напряжений $\sigma_{р.у}$ на основании формулы (99)

$$q_р = \sigma_{р.у}\frac{5b\,h^2_п}{15(l^2 - x^2) + h^2_п}, \qquad (100)$$

где b — ширина элемента;

$h_п$ — высота поперечного сечения элемента, ослабленного повреждением.

На восприятие добавочной нагрузки Δq будет работать балка проектной высоты h. Если усиление осуществляют материалом, идентичным основному

$$\Delta q = (R - \sigma_{р.у})\frac{5bh^2}{15(l^2 - x^2) + h^2}. \qquad (101)$$

Если известно расчетное сопротивление материала элемента R,

$$q = R\frac{5bh^2}{15(l^2 - x^2) + h^2}. \qquad (102)$$

После подстановки формул (100)—(102) в формулу (98), преобразований и упрощений

$$\theta = 1 - \nu\left[1 - \frac{\nabla^2}{1 - (1 - \nabla^2)/(\Phi + 1)}\right]. \qquad (103)$$

Здесь

$$\nu = \sigma_{р.у}/R; \quad \nabla = h_п/h; \quad \Phi = 15\,(l^2 - x^2)/h^2.$$

Аналогичным образом можно получить формулу для определения степени возрастания первоначальной несущей способности элемента θ_1* при увеличении высоты его сечения:

$$\theta_1 = \frac{1 - (1 - \nabla_1^2)/(\Phi_1 + 1)}{\nabla_1^2}\left[1 - \nu_1\left(1 - \frac{\nabla_1^2}{(1 - \nabla_1^2)/(\Phi_1 + 1)}\right)\right]. \qquad (104)$$

Здесь:

$$\nabla_1 = h/h_{ус}; \quad \Phi_1 = 15\,(l^2 - x^2)/h^2_{ус};$$

$$\nu_1 = \sigma_{ус}/R,$$

где $h_{ус}$ — высота поперечного сечения усиленного элемента;

$\sigma_{ус}$ — максимальное значение нормальных напряжений, действующих в элементе проектных размеров в период усиления.

Определение степени восстановления первоначальной несущей способности элемента на основе технической теории изгиба (рис. 71, *б*). Рассмотрим простейший случай определения степени восстановления несущей способности отремонтированного изгибаемого элемента прямоугольного сечения из однородного материала (при одинаковых механических характеристиках основного и ремонтного материалов). Входящий в формулу (82) изгибающий момент, который элемент может воспринять после усиления (в соответствии с принципом суперпозиции),

$$M_в = M_р + \Delta M, \qquad (105)$$

где $M_р$ — изгибающий момент, действовавший в рассматриваемом сечении в период ремонта;

ΔM — добавочный изгибающий момент, который сечение может воспринять после ремонта.

Из формулы (82) с учетом формулы (105)

$$\theta = (M_р + \Delta M)/M. \qquad (106)$$

Напряжение в период ремонта при использовани гипотезы плоских сечений

$$\sigma_{р.у} = M_р/W_п, \qquad (107)$$

где $W_п$ — момент сопротивления сечения при наличии повреждения, вычисляемый при расчете на 1 м длины сооружения.

$$W_п = (h - r)^2/6 = h^2_п/6.$$

* $\theta < 1$, а $\theta_1 \geqslant 1$.

На основе формулы (107)

$$M_{\text{р}} = \sigma_{\text{р.у}}\, h^2_{\text{п}}/6. \qquad (108)$$

Добавочный изгибающий момент, который может воспринять сечение после ремонта,

$$\Delta M = (R - \sigma_{\text{р.у}})\, W. \qquad (109)$$

Здесь $W = h^2/6$.

На основе формул (108), (106), (109) и (26)

$$\theta = 1 - \nu\,(1 - \nabla^2). \qquad (110)$$

Здесь

$$\nu = \sigma_{\text{р.у}}/R; \quad \nabla = h_{\text{п}}/h.$$

При $\sigma_{\text{р.у}} = 0$ (в период ремонта напряжения отсутствуют) $\theta = 1$. Это значит, что первоначальная несущая способность элемента после ремонта восстанавливается полностью. При $\sigma_{\text{р.у}} = R$, т. е. $\nu = 1$, степень восстановления несущей способности $\theta = \nabla^2$. Подставив $\theta = \nabla^2 = h^2_{\text{п}}/h^2$ в формулу (82), получаем $M_{\text{в}} = R\, W\, h^2_{\text{п}}/h^2 = R\, h^2_{\text{п}}/6 = M_{\text{р}}$, т. е. в этом случае несущая способность элемента после ремонта не увеличивается вообще.

Сопоставление результатов расчетов по всем приведенным методам [см. формулы (103) и (110) и с. 125] с данными экспериментальных исследований (см. рис. 69) приводит к заключению, что наиболее простые расчетные зависимости, полученные на основе технической теории изгиба, в подавляющем большинстве случаев вполне пригодны для практического применения.

При сопоставлении формул (103) и (110) видно, что разница в значениях θ зависит от соотношения высоты и длины балки. Расчеты [3] показывают, что при $h/2l = 0{,}25$ эта разница составляет примерно 1%, а при $h/2l = 0{,}5$ она увеличивается до 3%. При других схемах загружения элементов конструкций расхождения между значениями θ, полученными на основе положений теории упругости и технической теории изгиба, примерно такие же [3, 21, 65]. Это положение относится и к составным балкам [35, 61], т. е. к тем случаям, когда усиление производят материалами с иными, чем у основного материала, деформативными характеристиками.

Поскольку показатель θ представляет собой отношение напряжений, т. е. величину безразмерную, он в малой степени зависит от расчетной модели, на базе которой определяют поле напряжений в рассматриваемом элементе конструкции.

14. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЕМОНТА И УСИЛЕНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ

Элементы конструкций из однородных материалов (кроме бетона). Когда *несущую способность отремонтированного элемента лимитируют напряжения на грани ослабленного сечения в основном материале* (см. рис. 71, *б*, точка *B*), показатель θ для изгибаемых элементов, ремонтируемых идентичным материалом, определяют по формуле (110). Вывод зависимости по определению показателя θ для более общего случая, когда ремонт проводят иным материалом, приведен ниже.

Исходной является формула (106). Значения M, $M_р$, W и $W_п$ можно определить по формулам (26) и (108). Добавочный изгибающий момент, который может быть воспринят отремонтированным элементом (из условия, что сумма моментов внешних и внутренних сил относительно нейтральной оси рассматриваемого сечения равна нулю),

$$\Delta M = \int_F \sigma z \, dF. \tag{111}$$

На рис. 71, *б* приведена эпюра приращений напряжений в восстановленном сечении элемента при действии добавочного изгибающего момента ΔM в случае, когда $E_2 > E_1$, т. е. при $(\kappa = E_2/E_1) > 1$. (Если $E_2 < E_1$, то распределение напряжений аналогично, но их значение в ремонтном материале не выше, а ниже, чем в основном).

После преобразования формулы (111) получаем:

$$\Delta M = \frac{1}{3}\sigma_I y'^2 + \frac{1}{3}\sigma_{II-I}(h_п - y')^2 + \sigma_{II-II} r_п \left(\frac{1}{2} r_п + h_п - y'\right) + \\ + \frac{1}{2} r_п (\sigma_{III} - \sigma_{II-II}) \left(\frac{2}{3} r_п + h_п - y'\right), \tag{112}$$

где σ_I — приращение фибровых напряжений в зоне основного материала от воздействия изгибающего момента ΔM;

σ_{II-I} — приращение напряжений на поверхности основного материала в месте контакта с ремонтным материалом;

σ_{II-II} — приращение напряжений на поверхности ремонтного материала в месте контакта с основным материалом;

y' — расстояние от крайних волокон основного материала до нейтральной оси;

σ_{III} — приращение фибровых напряжений в зоне ремонтного материала.

Поскольку деформации продольных волокон элемента пропорциональны их расстояниям от нейтральной оси,

$$\sigma_{II-I} = \sigma_I (h_п - y')/y'; \tag{113}$$

$$\sigma_{II-II} = \kappa \sigma_I (h_п - y')/y'; \tag{114}$$

$$\sigma_{III} = \kappa \sigma_I (h - y')/y'. \tag{115}$$

Если обозначить

$$\omega = \kappa\,(h - y')/y', \tag{116}$$

то необходимая для дальнейших вычислений формула (115) принимает следующий вид:

$$\sigma_{III} = \omega\,\sigma_I\ . \tag{117}$$

Положение нейтральной оси определяем из условия, что сумма нормальных напряжений, действующих в рассматриваемом сечении элемента, равна нулю (см. рис. 71, *б*):

$$\int_F \sigma\,dF = \int_{F_1} \sigma\,dF_1 + \int_{F_2} \sigma\,dF_2 \qquad \text{или} \tag{118}$$

$$\int_{-y'}^{h_п - y'} (z/\rho)\,E_1\,dz + \int_{h_п - y'}^{h - y'} (z/\rho)\,E_2\,dz = 0, \tag{119}$$

где ρ — радиус кривизны нейтрального слоя.

Решение уравнения (119) дает значение параметра y', характеризующего положение нейтральной оси:

$$y' = \overline{n}\,h. \tag{120}$$

Здесь

$$\overline{n} = \frac{\kappa\,(1 - \nabla^2) + \nabla^2}{2\nabla + 2\kappa\,(1 - \nabla)}\ . \tag{121}$$

Подставив формулы (113), (114), (115) и (120) в формулу (112) и выполнив преобразования, получаем:

$$\Delta M = [\,\sigma_I\,h^2/(6\overline{n})\,]\,[\nabla^2(3\overline{n} - \nabla) + 3\nabla\,(\overline{n} - \nabla)\,(2\overline{n} - \nabla) + 2\kappa\,(\overline{n} - \nabla)^3 +$$

$$+ 2\kappa\,(1 - \overline{n})^3]. \tag{122}$$

Если ввести обозначение

$$\psi = \nabla^2\,(3\overline{n} - \nabla) + 3\nabla\,(\overline{n} - \nabla)\,(2\overline{n} - \nabla) + 2\kappa\,(\overline{n} - \nabla)^3 + 2\kappa\,(1 - \overline{n})^3, \tag{123}$$

формула (122) примет следующий вид:

$$\Delta M = \sigma_1\,h^2\,\psi/6\overline{n}. \tag{124}$$

Подставив формулы (26), (108) и (124) в формулу (106), получим:

$$\Theta = \nu\,\nabla^2 + \sigma_I\,\psi/(R\,\overline{n}), \tag{125}$$

где R — расчетное сопротивление основного материала.

$$\nu = \sigma_{р.у}/R,$$

где $\sigma_{р.у}$ — ремонтные напряжения на грани ослабленного сечения.

Учитывая, что

$$\sigma_I = R - \sigma_{р.у} = R(1 - \nu), \tag{126}$$

и, подставив значение σ_I из формулы (126) в формулу (125), получим:

$$\theta = \psi/\overline{n} - \nu(\psi/\overline{n} - \nabla^2). \tag{127}$$

В случае равных деформативных характеристик основного и ремонтного материалов ($E_1 = E_2$) формула (127) преобразуется в соотношение (110).

Когда *несущую способность отремонтированного элемента лимитируют напряжения на грани сечения в ремонтном материале* (см. рис. 71, *б*, точка *С*), формулу для определения показателя θ можно получить, заменив величину σ_I в формуле (125) на $R_{рем}/\omega$ в соответствии с зависимостью (117). (Здесь $R_{рем}$ — расчетное сопротивление ремонтного материала). Тогда с учетом формул (116) и (120)

$$\theta = \frac{\chi\psi}{\kappa(1 - \overline{n})} + \nu\nabla^2. \tag{128}$$

Здесь

$$\chi = R_{рем}/R.$$

Критерием при выборе для расчета формулы (127) или (128) служит величина z, представляющая собой отношение приращения напряжений в точке *В* основного материала в момент, когда напряжения в точке *С* ремонтного материала достигают значения его расчетного сопротивления, к предельно допустимому приращению напряжений в точке *В*.

С учетом соотношений (117) и (126)

$$z = (R_{рем}/\omega)/(R - \sigma_{р.у}), \tag{129}$$

или (после преобразования)

$$z = \frac{\chi\overline{n}}{\kappa(1 - \overline{n})(1 - \nu)}. \tag{130}$$

Значение z может быть вычислено также по номограмме (рис. 72). При $z \geqslant 1$ следует пользоваться формулой (127), при $z \leqslant 1$ — формулой (128).

Показатель θ может быть вычислен не только по формулам (127) и (128), но и как сумма двух слагаемых *А* и *В*, значение каждого из которых определяют по номограммам при заданных исходных параметрах ν, ∇, κ и χ (рис. 73 и 74).

Пример. При $\nabla = 0{,}85$; $\nu = 0{,}2$; $\kappa = 1{,}3$; $\chi = 2$ по номограмме (см. рис. 72) $z = 1{,}4$. Так как $z > 1$, то показатель θ вычисляем по формуле (127) или по

номограмме, приведенной на рис. 73. Воспользовавшись номограммой, находим, что $\Theta=0{,}845+0{,}135=0{,}98$.

Построенный в соответствии с формулами (127) и (128) график (рис. 75) отражает взаимосвязь $\theta=f(\nu)$ при $\nabla=0{,}8$ для случая, когда ограничивающими являются суммарные напряжения на грани как основного, так и ремонтного материалов (в зависимости от значений величин κ и χ и степени загрузки кон-



Рис. 72. Номограмма для определения величины $z(z')$

струкции в период ремонтных работ). Рассмотрен частный случай, когда расчетные сопротивления ремонтного и основного материалов равны между собой, т. е. $R_{\text{рем}}=R$. В этом случае несущая способность элемента, отремонтированного без вывода из напряженного состояния, не может быть полностью восстановлена.

Если $(E_2/E_1)>1$, степень восстановления несущей способности отремонтированного элемента в определенном диапазоне значений ν и ∇ уменьшается с уменьшением ремонтных напряжений (см. рис. 75). Такой вывод, который на первый взгляд может показаться парадоксальным, в действительности отражает реальную работу восстановленного элемента конструкции и объясняется следующим.

Ремонтный материал, обладающий значительно меньшей податливостью, чем основной $(E_2>E_1)$, принимает на себя основ-

Учитывая, что

$$\sigma_I = R - \sigma_{р.у} = R(1 - \nu), \tag{126}$$

и, подставив значение σ_I из формулы (126) в формулу (125), получим:

$$\theta = \psi/\bar{n} - \nu(\psi/\bar{n} - \nabla^2). \tag{127}$$

В случае равных деформативных характеристик основного и ремонтного материалов ($E_1 = E_2$) формула (127) преобразуется в соотношение (110).

Когда *несущую способность отремонтированного элемента лимитируют напряжения на грани сечения в ремонтном материале* (см. рис. 71, *б*, точка *C*), формулу для определения показателя θ можно получить, заменив величину σ_I в формуле (125) на $R_{рем}/\omega$ в соответствии с зависимостью (117). (Здесь $R_{рем}$ — расчетное сопротивление ремонтного материала). Тогда с учетом формул (116) и (120)

$$\theta = \frac{\chi\psi}{\kappa(1 - \bar{n})} + \nu\nabla^2. \tag{128}$$

Здесь

$$\chi = R_{рем}/R.$$

Критерием при выборе для расчета формулы (127) или (128) служит величина z, представляющая собой отношение приращения напряжений в точке B основного материала в момент, когда напряжения в точке C ремонтного материала достигают значения его расчетного сопротивления, к предельно допустимому приращению напряжений в точке B.

С учетом соотношений (117) и (126)

$$z = (R_{рем}/\omega)/(R - \sigma_{р.у}), \tag{129}$$

или (после преобразования)

$$z = \frac{\chi\bar{n}}{\kappa(1 - \bar{n})(1 - \nu)}. \tag{130}$$

Значение z может быть вычислено также по номограмме (рис. 72). При $z \geqslant 1$ следует пользоваться формулой (127), при $z \leqslant 1$ — формулой (128).

Показатель θ может быть вычислен не только по формулам (127) и (128), но и как сумма двух слагаемых A и B, значение каждого из которых определяют по номограммам при заданных исходных параметрах ν, ∇, κ и χ (рис. 73 и 74).

Пример. При $\nabla = 0{,}85$; $\nu = 0{,}2$; $\kappa = 1{,}3$; $\chi = 2$ по номограмме (см. рис. 72) $z = 1{,}4$. Так как $z > 1$, то показатель Θ вычисляем по формуле (127) или по

номограмме, приведенной на рис. 73. Воспользовавшись номограммой, находим, что $\Theta=0{,}845+0{,}135=0{,}98$.

Построенный в соответствии с формулами (127) и (128) график (рис. 75) отражает взаимосвязь $\theta=f(\nu)$ при $\nabla=0{,}8$ для случая, когда ограничивающими являются суммарные напряжения на грани как основного, так и ремонтного материалов (в зависимости от значений величин κ и χ и степени загрузки кон-



Рис. 72. Номограмма для определения величины $z(z')$

струкции в период ремонтных работ). Рассмотрен частный случай, когда расчетные сопротивления ремонтного и основного материалов равны между собой, т. е. $R_{\text{рем}}=R$. В этом случае несущая способность элемента, отремонтированного без вывода из напряженного состояния, не может быть полностью восстановлена.

Если $(E_2/E_1)>1$, степень восстановления несущей способности отремонтированного элемента в определенном диапазоне значений ν и ∇ уменьшается с уменьшением ремонтных напряжений (см. рис. 75). Такой вывод, который на первый взгляд может показаться парадоксальным, в действительности отражает реальную работу восстановленного элемента конструкции и объясняется следующим.

Ремонтный материал, обладающий значительно меньшей податливостью, чем основной $(E_2>E_1)$, принимает на себя основ-

ную часть дополнительной нагрузки, что не дает возможности в сколько-нибудь значительной степени включиться в работу на восприятие составляющей изгибающего момента ΔM основному материалу. С другой стороны, способность ремонтного материала воспринять внешнюю нагрузку ограниченна, так как она определяется его расчетным сопротивлением $R_{\text{рем}}$. Но поскольку

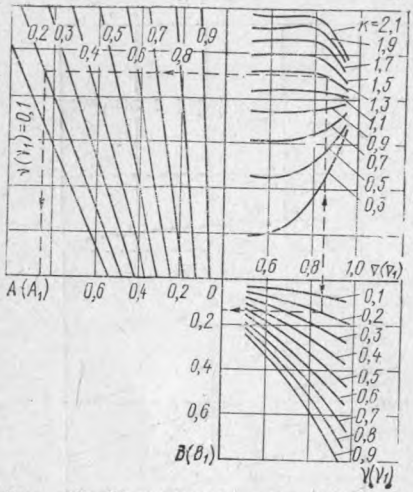


Рис. 73. Номограмма для определения величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$ (несущую способность усиленного элемента лимитируют напряжения на грани сечения в основном материале)

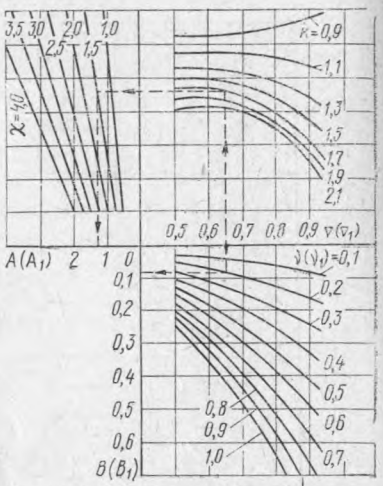


Рис. 74. Номограмма для определения величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$ (несущую способность усиленного элемента лимитируют напряжения на грани сечения в ремонтном материале)

суммарный изгибающий момент, который может быть воспринят восстановленным элементом, $M_{\text{в}}=M_{\text{р}}+\Delta M$, степень восстановления несущей способности будет тем больше, чем больше значения $M_{\text{р}}$, или (что то же) чем больше значения ν (в определенном диапазоне значений ν). При $E_2 \leqslant E_1$ отмеченный эффект не

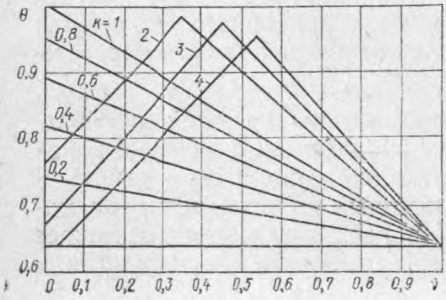


Рис. 75. Зависимость степени восстановления первоначальной несущей способности изгибаемого элемента от относительных ремонтных напряжений по расчетным данным (несущую способность элементов ограничивают напряжения на гранях сечений основного и ремонтного материалов)

проявляется и степень восстановления несущей способности отремонтированной конструкции тем больше, чем меньше значение ν.

Представленные на рис. 69,*б* зависимости $\theta = f(\nu)$ (сплошные линии) построены по формуле (127) для случая, когда расчетное сопротивление ремонтного материала значительно выше, чем расчетное сопротивление основного, т. е. при условии, что прочность ремонтного материала не является ограничением для воспринятия добавочной нагрузки ΔM и несущую способность восстановленного элемента лимитируют только фибровые напряжения в основном материале. Один из выводов, который можно сделать из анализа работы восстанавливаемых под напряжениями конструкций, заключается в том, что их несущую способность в некоторых случаях можно восстановить полностью даже при $\sigma_p \neq 0$. Для этого требуется, чтобы модуль упругости ремонтного материала E_2, а иногда и прочность $R_{рем}$ были выше, чем у основного материала. При этом чем выше значение соотношения деформативных характеристик ремонтного и основного материалов, тем больше интервал значений ν, в котором может быть обеспечено $\theta = 1$.

В то же время, как явствует из анализа формул (127), (128) и графика (см. рис. 75), использование для конструктивного ремонта сооружений материалов даже более прочных, чем основной материал, но с меньшим модулем упругости $E_2 < E_1$ не приводит к полному восстановлению первоначальной несущей способности сооружения даже в случае его полной разгрузки.

Когда *несущую способность отремонтированного элемента лимитируют напряжения на контуре устраненного повреждения в основном материале* (см. рис. 71, *б*, точка *A*), исходным соотношением для вывода зависимости по определению показателя θ, как и ранее, остается формула (106). Не меняется и формула (26) для вычисления M. Величину M_p, выраженную через ремонтное напряжение на контуре повреждения σ_{pk}, следует определять с учетом соотношения (108):

$$M_p = \sigma_{pk} h^2_п / 6k, \tag{131}$$

где k — коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по справочным данным [41] в зависимости от формы и глубины повреждения.

Значение ΔM можно определить по формуле (124), заменив в ней σ_I выражением, полученным из формулы (113) с учетом формулы (120), при $\sigma_{II-I} = R - \sigma_{pk}$.

$$\sigma_I = (R - \sigma_{pk}) \frac{\overline{n}}{\nabla - n}. \tag{132}$$

Тогда

$$\Delta M = (R - \sigma_{pk}) \frac{h^2}{6} \frac{\psi}{\nabla - n}, \tag{133}$$

Подставив формулы (26), (131) и (133) в формулу (106), получим:

$$\theta = \frac{\psi}{(\nabla - \overline{n})} - \nu_k \left[\frac{\psi}{(\nabla - \overline{n})} - \frac{\nabla^2}{k} \right]. \qquad (134)$$

Наряду с формулой (134) для вычисления показателя θ может быть использована номограмма (рис. 76). Значение показателя θ вычисляют как сумму двух слагаемых A и B, каждое из которых определяют при заданных исходных параметрах ∇, ν_k, κ и k.

Пример. При $\nabla=0{,}74$; $\kappa=1{,}5$; $\nu_k=0{,}8$; $k=2{,}5$ по номограмме $A=0{,}6$; $B=0{,}18$. Тогда $\theta=0{,}6+0{,}18=0{,}78$.

В тех случаях, когда несущую способность элемента ограничивают напряжения в основном материале, расчетной служит формула (127) или (134). Критерием для выбора одной из них является величина, вычисляемая на основе оценки и сопоставления добавочных напряжений, которое сечение может воспринять на контуре повреждения и на противоположной грани сечения,

$$z_1 = \frac{(R - \sigma_{pk})\overline{n}}{\nabla - \overline{n}} - \left(R - \frac{\sigma_{pk}}{k} \right).$$

или (после преобразований)

$$z_1 = \frac{k(\overline{2n} - \nabla) - \nu_k(\overline{n} + k\overline{n} - \nabla)}{(\nabla - \overline{n})\, k}. \qquad (135)$$

Величина z_1 может быть также вычислена по формуле

$$z_1 = A' + \nu_k/k - 1, \qquad (136)$$

где A' — величина, значение которой определяют по номограмме (рис. 77).

Если $z_1 \leqslant 0$, то несущую способность усиленного элемента ограничивают напряжения на контуре повреждения и для вычисления показателя θ необходимо воспользоваться соотношением (134). Значения $z_1 \geqslant 0$ свидетельствуют о том, что ограничивающими являются напряжения в точке B, максимально удаленной от контура повреждения, и показатель θ следует определять по формуле (127).

Так как в общем случае несущую способность изгибаемого элемента конструкции из однородного материала могут ограничивать напряжения в одной из трех точек A, B или C (см. рис. 71, *б*), то вопрос о том, какой из формул — (127), (128) или (134) — необходимо воспользоваться для определения показате-

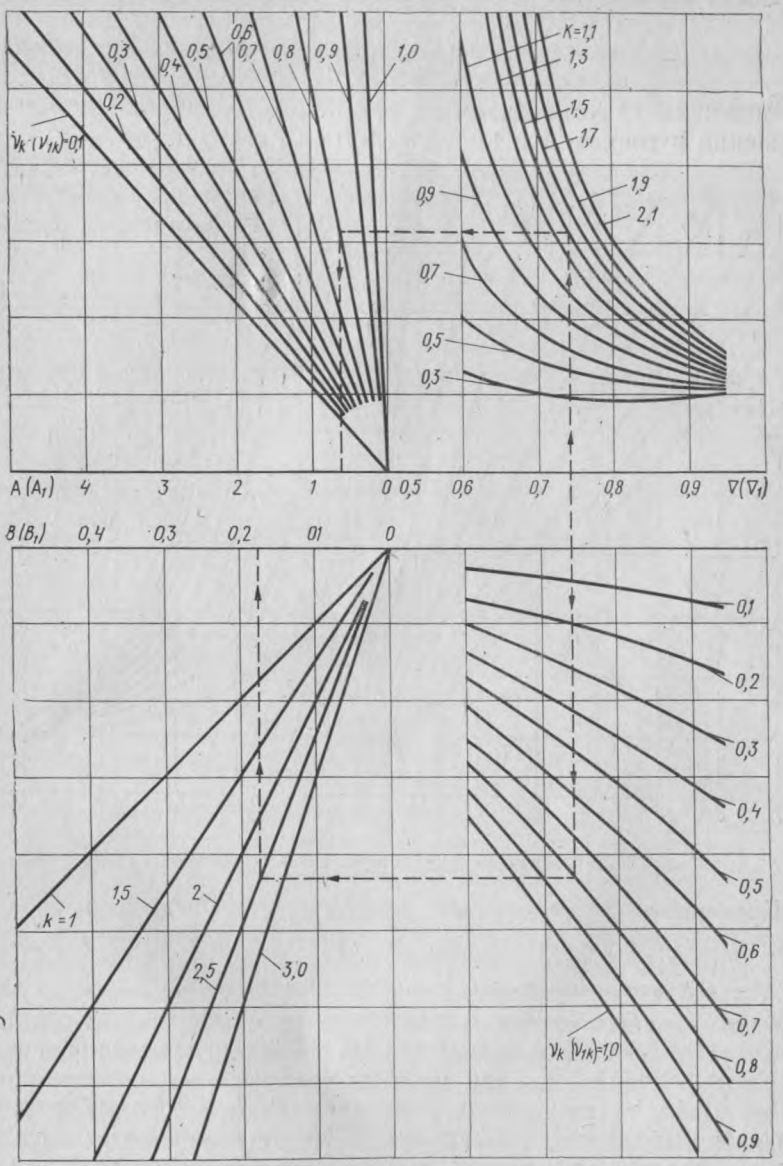


Рис. 76. Номограмма для определения величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$ (несущую способность усиленного элемента ограничивают напряжения на контуре устраненного повреждения или на наращиваемой стороне в основном материале)

ля θ, решается после вычисления трех величин: z [по формуле (130)], z_1 [по формуле (135)] и z^* по формуле

$$z^* = \frac{\kappa(1-\nu_k)(1-\overline{n}) - \chi(\nabla-\overline{n})}{\nabla-\overline{n}}. \qquad (137)$$

Величина z^* устанавливает связь между приращениями напряжений в точках A и C при действии нагрузки ΔM.

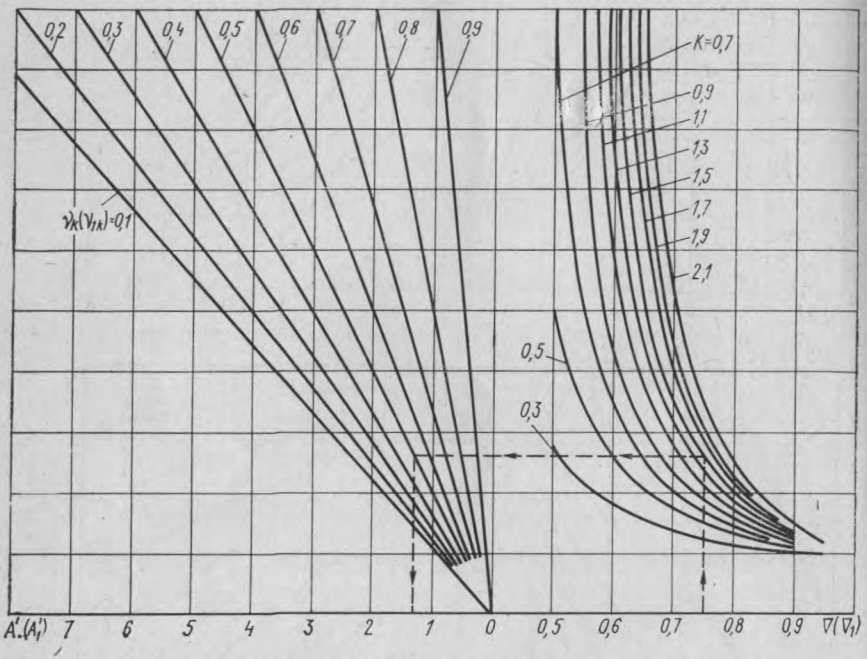


Рис. 77. Номограмма для определения величины $A'(A'_1)$

Кроме того, z^* может быть также вычислена по формуле

$$z^* = A'' - \chi, \qquad (138)$$

где A'' — величина, определяемая по номограмме (рис. 78).

Рекомендуется такая последовательность вычислений при определении показателя θ. Определяют значения величин z_1 и z^*. Если значения каждой из этих величин меньше нуля или равны нулю, то показатель θ рассчитывают по формуле (134) или по номограмме (см. рис. 76). Если не выполняется хотя бы одно из указанных условий, то вычисляют значение величины z. При $z \geqslant 1$ расчет ведут по формуле (127) или номограмме (см. рис. 73), при $z \leqslant 1$ — по формуле (128) или по номограмме (см. рис. 74). В тех случаях когда ремонт производят материалом, идентичным основному, во всех формулах и при пользовании номограммами принимают $\kappa = 1$ и $\chi = 1$.

Представляет практический интерес оценка степени возрастания несущей способности конструкций в результате увеличения площадей сечений составляющих их элементов. В противоположность случаям усиления поврежденных конструкций здесь несущую способность элементов могут ограничивать напряжения только на гранях сечения (как в основном, так и в ремонтном материалах).

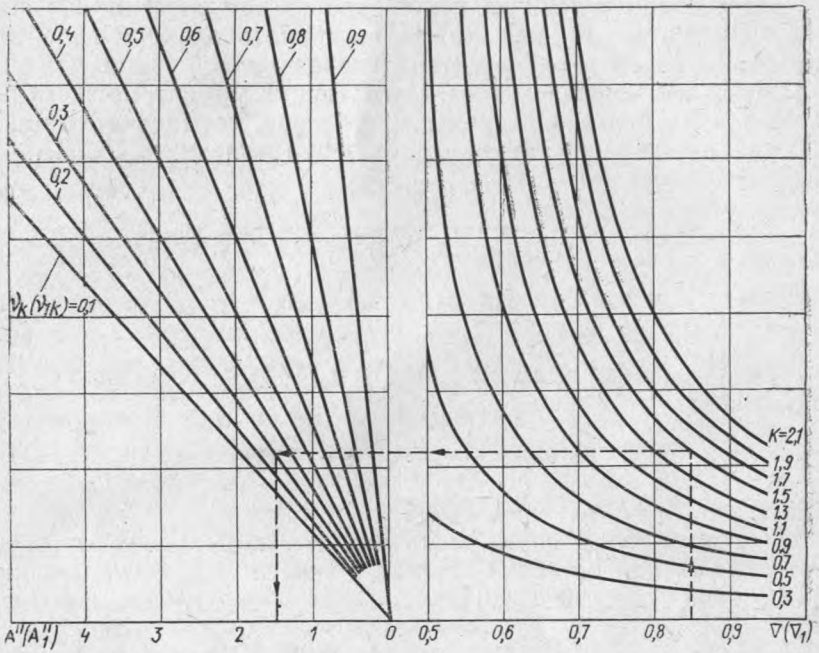


Рис. 78. Номограмма для определения величины $A''(A_1'')$

Степень повышения несущей способности элемента конструкции в данном случае можно определить по показателю θ_1, который в отличие от показателя θ не связан с ослаблением вследствие имевших место повреждений. Применительно к данному случаю исходное соотношение (22) имеет вид:

$$\theta_1 = S_{y.c}/S = (S_{1p} + \Delta S_1)/S, \qquad (139)$$

где $S_{y.c}$ — усилие, которое может воспринять элемент конструкции увеличенного сечения;

S — максимальное усилие, которое может воспринять элемент проектных размеров;

S_{1p} — усилие, которое действует в элементе проектных размеров в период его усиления;

ΔS_1 — добавочное усилие, которое может воспринять элемент после увеличения его сечения.

Определение показателя θ_1 рассмотрено на примере элемента, подверженного чистому изгибу, когда усиление осуществляется материалом, идентичным основному ($\kappa=1$).

В соответствии с формулой (139) зависимость для θ_1, выраженную через изгибающие моменты, можно записать в следующем виде:

$$\theta_1 = M_{y.c}/M = (M_{1p} + \Delta M_1)/M. \tag{140}$$

На основании технической теории изгиба значение изгибающего момента, который может воспринять элемент проектных размеров (рассматривается элемент единичной ширины), определяется соотношением (26). Изгибающий момент, который действует в элементе в период его усиления, определяется максимальным значением действующих в нем напряжений σ_{yc}:

$$M_{1p} = \sigma_{yc} h^2/6, \tag{141}$$

Добавочный изгибающий момент, который может воспринять элемент после увеличения его сечения,

$$\Delta M_1 = (R - \sigma_{yc}) h^2_{yc}/6, \tag{142}$$

где h_{yc} — высота сечения усиленного элемента.

Подставив формулы (26), (141) и (142) в соотношение (140), получаем:

$$\theta_1 = \frac{1}{\nabla^2_1} - \nu_1\left(\frac{1}{\nabla^2_1} - 1\right). \tag{143}$$

Здесь $\nabla_1 = h/h_{yc}$; $\nu_1 = \sigma_{yc}/R$.

Когда *несущую способность усиленного элемента лимитируют напряжения на грани сечения в основном материале и* $\kappa \neq 1$ [на основе формулы (140)],

$$\theta_1 = \frac{\psi_1}{n_1 \nabla^2_1} - \nu_1\left(\frac{\psi_1}{n_1 \nabla^2_1} - 1\right). \tag{144}$$

Здесь

$$\psi_1 = \nabla^2_1 (3\bar{n}_1 - \nabla_1) + 3\nabla_1 (\bar{n}_1 - \nabla_1)(2\bar{n}_1 - \nabla_1) + 2\kappa (\bar{n}_1 - \nabla_1)^3 + 2\kappa (1 - \bar{n}_1)^3; \quad \bar{n}_1 = \frac{\kappa (1 - \nabla^2_1) + \nabla^2_1}{2\nabla_1 + 2\kappa (1 - \nabla_1)}.$$

Показатель θ_1 может быть также вычислен по формуле

$$\theta_1 = (A_1 + B_1)/\nabla^2_1, \tag{145}$$

где A_1 и B_1 — величины, определяемые по номограмме (см. рис. 73) при заданных исходных параметрах ν_1, ∇_1 и κ.

В том случае, когда *несущую способность усиленного элемента конструкции лимитируют напряжения в ремонтном материале,*

$$\theta_1 = \frac{\chi \psi_1}{\kappa (1 - \bar{n}_1) \nabla^2_1} + \nu_1. \tag{146}$$

Кроме того, показатель θ_1 может быть определен по соотношению (145), в котором величины A_1 и B_1 находят по номограмме (см. рис. 74) при заданных исходных параметрах ν_1, ∇_1, κ и χ.

Критерием при выборе расчетной формулы служит величина z', определяемая соотношением, аналогичным формуле (130),

$$z' = \frac{\chi \overline{n_1}}{\kappa (1 - \overline{n_1})(1 - \nu_1)} \qquad (147)$$

или по номограмме (см. рис. 72), при заданных исходных параметрах ν_1, ∇_1, κ и χ.

Если $z' \geqslant 1$, показатель θ_1 следует вычислять по формуле (144) или по формуле (145) с использованием номограммы (см. рис. 73); если $z' \leqslant 1$, то по формуле (146) или по формуле (145) с использованием номограммы (см. рис. 74). Если усиление осуществляют материалом, идентичным основному, исходные параметры κ и χ принимают равными единице.

Элементы конструкций из бетона. Расчет степени восстановления или увеличения первоначальной несущей способности усиленных под нагрузкой бетонных элементов конструкций имеет отличительные особенности, учитывающие существенно различную работу бетона на сжатие и растяжение.

Так как призменная прочность бетона превышает расчетное сопротивление растяжению в 10 раз и более (в зависимости от марки бетона), то несущую способность усиленных изгибаемых бетонных элементов конструкций во всех случаях могут ограничивать только растягивающие напряжения. Вычисляя показатели θ и θ_1 для бетонных конструкций, необходимо раздельно рассматривать случаи усиления, когда повреждение находится в сжатой зоне (увеличение высоты сечения со стороны сжатой зоны) и растянутой зоне (наращивание элемента со стороны растянутой зоны). При этом во всех расчетных формулах применительно к бетонным элементам конструкции под R следует понимать расчетное сопротивление бетона растяжению $R_р$.

Если *повреждение находится в сжатой зоне* бетонного элемента конструкции, то показатель θ определяют по формуле (127) или по номограмме (см. рис. 73).

Когда *повреждение находится в растянутой зоне* элемента, для определения степени восстановления его первоначальной несущей способности θ предварительно необходимо вычислить величину z^* по формуле (137) или (138) с использованием номограммы (см. рис. 78). При $z^* \leqslant 0$ показатель θ можно вычислить по формуле (134) или по номограмме (см. рис. 76), а при $z^* \geqslant 0$ — по формуле (128) или по номограмме (см. рис. 74).

Зависимости для определения степени повышения несущей способности θ_1 бетонных элементов конструкций при увеличе-

нии под нагрузкой высоты сечения могут быть получены на базе соотношения (140).

Если *элемент конструкции наращивают со стороны сжатой зоны,* то ограничивать его несущую способность могут только растягивающие напряжения в основном бетоне и, следовательно, показатель θ_1 следует вычислять по формулам (144) или (145).

Если *элемент конструкции наращивают со стороны растянутой зоны,* то его несущую способность могут ограничивать растягивающие напряжения в основном или в ремонтном материале в зависимости от значений исходных параметров ν_1, ∇_1, κ и χ. В этом случае показатель θ_1 может быть вычислен после определения величины z_1^* по формуле

$$z_1^* = \frac{\kappa\,(1-\nu_{1k})\,(1-\overline{n_1}) - \chi\,(\nabla_1 - \overline{n_1})}{\nabla_1 - \overline{n_1}}. \qquad (148)$$

Величина z_1^* может быть также вычислена по формуле $z_1^* = A_1'' - \chi$, в которой A_1'' — величина, определяемая по номограмме (см. рис. 78) при заданных исходных параметрах ν_{1k}, ∇_1, κ и χ.

При $z_1^* \geqslant 0$ показатель θ следует определять по формуле (146) или по формуле (145) с использованием номограммы (см. рис. 74), а при $z_1^* \leqslant 0$ воспользоваться зависимостью

$$\theta_1 = \frac{\psi_1}{(\nabla_1 - \overline{n_1})\,\nabla_1} - \nu_{1k}\left[\frac{\psi_1}{(\nabla_1 - \overline{n_1})\,\nabla_1^2} - 1\right]. \qquad (149)$$

или формулой (145) с определением значений входящих в нее величин A_1 и B_1 по номограмме (см. рис. 76).

В случае ремонта или усиления сооружения материалом, идентичным основному, принимают $\kappa = 1$ и $\chi = 1$.

Элементы конструкций из железобетона. Если ремонт железобетонных *элементов с односторонним армированием,* имеющих повреждения в сжатой зоне сечения, осуществляют материалом, идентичным основному, т. е. *при* $E_2 = E_1$,

$$\theta = 1 - \nu\,(1-\nabla)/(1-\rho). \qquad (150)$$

Для *элементов с двусторонним армированием при* $E_2 = E_1$

$$\theta = 1 - \nu\,(1-\nabla-\vartheta)/(1-\rho-\vartheta). \qquad (151)$$

Здесь

$$\nu = \sigma_{\text{р.а}}/R_{\text{а}} = \sigma_{\text{р.б}}/R_{\text{пр}};\quad \nabla = h_{\text{п}}/h_{\text{о}};\quad \varepsilon = F_{\text{а}}'/F_{\text{а}};\quad \rho = F_{\text{а}}R_{\text{а}}/2R_{\text{пр}}\,b\,h_{\text{о}};$$

$$\vartheta = \varepsilon\,[\delta' - \rho\,(2-\varepsilon)];\quad \delta' = a'/h_{\text{о}},$$

где $\sigma_{\text{р.а}}$ и $\sigma_{\text{р.б}}$ — ремонтные напряжения соответственно в арматуре и бетоне;

$R_{\text{а}}$ — расчетное сопротивление арматуры;

$R_{\text{пр}}$ — призменная прочность бетона;

$h_п$ и h_o — высота опасного сечения соответственно поврежденного и неповрежденного элементов конструкции;

F_a и F'_a — площади поперечного сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры;

b — ширина расчетного сечения;

a' — толщина защитного слоя бетона в сжатой зоне.

Формулу для определения θ в случае ремонта железобетонных *элементов с односторонним армированием при* $E_2 \neq E_1$ можно получить следующим образом.

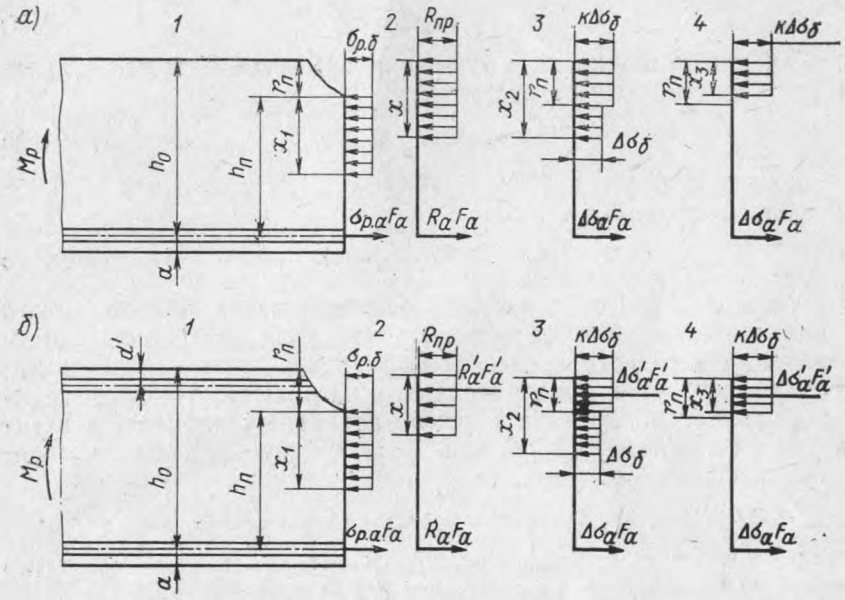


Рис. 79. Эпюры напряжений в изгибаемых железобетонных элементах с односторонним (*а*) и двусторонним (*б*) армированием при действии изгибающего момента:

1 — $M_р$; *2* — M; *3* — ΔM (нейтральная ось в основном материале, $\kappa>1$); *4* — ΔM (нейтральная ось в ремонтном материале, $\kappa>1$)

Изгибающий момент, который элемент с односторонним армированием (рис. 79, *а*) мог воспринять до получения повреждения,

$$M = R_{пр}\, bx\, (h_o - 0{,}5x), \tag{152}$$

где x — высота сжатой зоны сечения.

Из уравнения равновесия ($\Sigma y = 0$) следует, что

$$x = R_a\, F_a / R_{пр}\, b. \tag{153}$$

Подставляя значение x из формулы (153) в формулу (152) и вводя обозначения

$$\xi = F_a\, R_a \quad \text{и} \quad \beta = F_a\, R_a / 2R_{пр}\, b, \tag{154}$$

можно найти, что

$$M = \xi (h_0 - \beta). \tag{155}$$

Ремонтным напряжениям в бетоне $\sigma_{р.б}$ и в арматуре $\sigma_{р.а}$ соответствует изгибающий момент

$$M_р = \sigma_{р.а} F_а (h_0 - r_п - 0{,}5x_1), \tag{156}$$

где x_1 — высота сжатой зоны сечения поврежденного элемента, определяемая соотношением, полученным из уравнения равновесия.

$$x_1 = \sigma_{р.а} F_а / \sigma_{р.б} b. \tag{157}$$

Так как напряжения в бетоне и арматуре находятся в линейной зависимости от нагрузки,

$$\nu = \sigma_{р.б}/R_{пр} = \sigma_{р.а}/R_а. \tag{158}$$

С учетом формул (154), (157) и (158) зависимость (156) примет следующий вид:

$$M_р = \nu \xi (h_0 - r_п - \beta). \tag{159}$$

В общем случае, когда для восстановления поврежденного элемента конструкции используют материал, модуль упругости которого в κ раз отличается от модуля упругости основного материала, значение дополнительного изгибающего момента, который может воспринять отремонтированный элемент, зависит от положения нейтральной оси. Если нейтральная ось проходит через основной материал, то

$$\Delta M = \kappa (R_{пр} - \sigma_{р.б}) r_п b (h_0 - 0{,}5 r_п) + (R_{пр} - \sigma_{р.б}) (x_2 - r_п) b \times$$
$$\times [h_0 - r_п - (x_2 - r_п)/2]. \tag{160}$$

Положение нейтральной оси может быть определено из условия равновесия ($\Sigma y = 0$), тогда

$$\kappa (R_{пр} - \sigma_{р.б}) r_п b + (R_{пр} - \sigma_{р.б}) (x_2 - r_п) b - (R_а - \sigma_{р.а}) F_а = 0,$$

откуда

$$x_2 = \frac{(R_а - \sigma_{р.а}) F_а}{(R_{пр} - \sigma_{р.б}) b} + r_п (1 - \kappa). \tag{161}$$

С учетом формул (154), (158) и (161) соотношение (160) имеет следующий вид:

$$\Delta M = \xi (1 - \nu) [h_0 - \beta + (\kappa - 1) r_п + (\kappa/4\beta - \kappa^2/4\beta) r^2_п]. \tag{162}$$

Подставив формулы (155), (159) и (162) в формулу (106), получаем:

$$\Theta = 1 - \frac{\nu (1 - \nabla) + (1 - \nu)(1 - \nabla)(\kappa - 1)[1 - \kappa (1 - \nabla)/(4\rho)]}{1 - \rho}. \tag{163}$$

Когда нейтральная ось в сечении элемента при восприятии момента ΔM проходит через зону ремонтного материала,

$$\theta = \nu\left(1 - \frac{1-\nabla}{1-\rho}\right) + \frac{(1-\nu)(1-\rho/\kappa)}{1-\rho}. \qquad (164)$$

Критерием при выборе расчетной формулы (163) или (164) служит величина $z_2 = x_2 - r_п$. Это равенство после преобразований с учетом формулы (161) примет следующий вид:

$$z_2 = 2\rho - \kappa(1-\tau). \qquad (165)$$

Если $z_2 \geqslant 0$, то для вычисления показателя θ следует воспользоваться формулой (163), если $z_2 \leqslant 0$ — формулой (164). Когда для ремонта используют материал, идентичный основному ($\kappa = 1$), зависимости (163) и (164) превращаются в формулу (150).

Формулу для определения θ в случае ремонта железобетонных *элементов с двусторонним армированием при* $E_2 \neq E_1$ можно получить следующим образом.

Изгибающий момент, который способен воспринять неповрежденный элемент конструкции с двусторонним армированием (рис. 79, *б*),

$$M = (\xi - \xi')(h_0 - \beta - \beta') + \xi'(h_0 - a'). \qquad (166)$$

Здесь

$$\xi' = R_a F_a'; \quad \beta' = R_a F_a' / 2R_{пр} b.$$

Изгибающий момент $M_р$ следует определять по соотношению (159), так как при наличии повреждения в сжатой зоне бетона сжатую арматуру можно считать неработающей (во всех случаях принятое допущение идет в запас прочности).

Когда нейтральная ось находится в основном бетоне,

$$\Delta M = (1-\nu)\left\{\xi\left[r_п(1-\kappa)\left(\frac{\beta'}{\beta} - 1 + \frac{\kappa r_п}{4\beta}\right) + h_0\left(1 - \frac{\beta'}{\beta}\right) - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \beta - \frac{\beta'^2}{\beta} + 2\beta'\right] + \xi'(h_0 - a')\right\}. \qquad (167)$$

Подставив формулы (159), (166) и (167) в формулу (106), получаем:

$$\theta = 1 - \frac{\nu(1-\nabla-\vartheta)}{1-\rho-\vartheta} + (1-\nu)\frac{(1-\nabla)(\kappa-1)[1-\varepsilon-\kappa(1-\nabla)/(4\rho)]}{1 \quad \rho-\vartheta}. \qquad (168)$$

[При выводе формулы (168) и далее расчетные сопротивления растянутой и сжатой арматуры приняты равными.]

Когда нейтральная ось при восприятии элементом изгибающего момента ΔM проходит через ремонтный материал, формула для определения θ может быть выведена аналогично.

$$\theta = \nu\left(1 - \frac{1 - \nabla - \vartheta}{1 - \rho - \vartheta}\right) + (1 - \nu)\frac{1 - \varepsilon\,\delta' - \rho\,(1 - \varepsilon)^2/\kappa}{1 - \rho - \vartheta}. \qquad (169)$$

Критерием при выборе расчетной формулы служит величина z_3, полученная аналогично тому, как была получена величина z_2 [см. формулу (165)],

$$z_3 = 2\rho\,(1 - \varepsilon) - \kappa\,(1 - \nabla). \qquad (170)$$

Если $z_3 \geqslant 0$, следует пользоваться формулой (168), если $z_3 \leqslant 0$,— формулой (169).

Соотношения (168) и (169) в наиболее общем виде учитывают зависимость степени восстановления первоначальной несущей способности отремонтированного элемента от всех существенно влияющих на нее факторов.

В соответствии с формулами (168) и (169) при $\nu = 0$ и $\kappa = 1$ первоначальная несущая способность элемента восстанавливается полностью ($\theta = 1$). Когда $\varepsilon = 0$ (при одностороннем армировании), зависимости (168) и (169) превращаются в зависимости соответственно (163) и (164), а формула (170) — в формулу (165). При $\kappa = 1$ зависимости (168) и (169) превращаются в формулу (151), а при $\varepsilon = 0$ — в формулу (150).

Пример. Определить степень восстановления несущей способности отремонтированного железобетонного элемента, если $\nu = 0{,}9$; $\nabla = 0{,}9$; $\kappa = 1$; $\varepsilon = 1$; $\delta' = 0{,}1$; $\rho = 0{,}05$; $\vartheta = 0{,}05$.

По формуле (169) $\theta = 0{,}9\left(1 - \frac{1 - 0{,}9 - 0{,}05}{1 - 0{,}05 - 0{,}05}\right) + (1 - 0{,}9)\frac{1 - 1 \cdot 0{,}1}{1 - 0{,}05 - 0{,}05} = 0{,}95$.

Следовательно, несущая способность отремонтированного элемента восстановилась на 95%.

Из полученных зависимостей следует, что степень восстановления первоначальной несущей способности изгибаемых железобетонных элементов существенно зависит от действующих в них ремонтных напряжений (рис. 80). В то же время повышение значения параметра κ (соотношения модулей упругости ремонтного и основного материалов) в меньшей степени (по сравнению с элементами из однородных материалов) сказывается на восстановлении первоначальной несущей способности железобетонных элементов с односторонним армированием и мало влияет на элементы с двусторонним армированием.

Приемлемость полученных зависимостей по определению показателя θ для железобетонных элементов была подтверждена серией крупномасштабных экспериментальных исследований [63]. Критерием достоверности приведенных зависимостей по определению степени восстановления несущей способности отре-

монтированных и усиленных элементов конструкций служит совпадаемость результатов расчетов по соотношениям, базирующимся на уравнениях теории упругости и на исходных предпосылках технической теории изгиба, с данными крупномасштабных экспериментов и лабораторных исследований моделей из оптически активного материала.

Несущую способность восстановленного изгибаемого элемента из однородного материала могут ограничивать только напряжения на грани сечения в основном материале, когда на контуре повреждения практически нет концентрации напряжений (см.

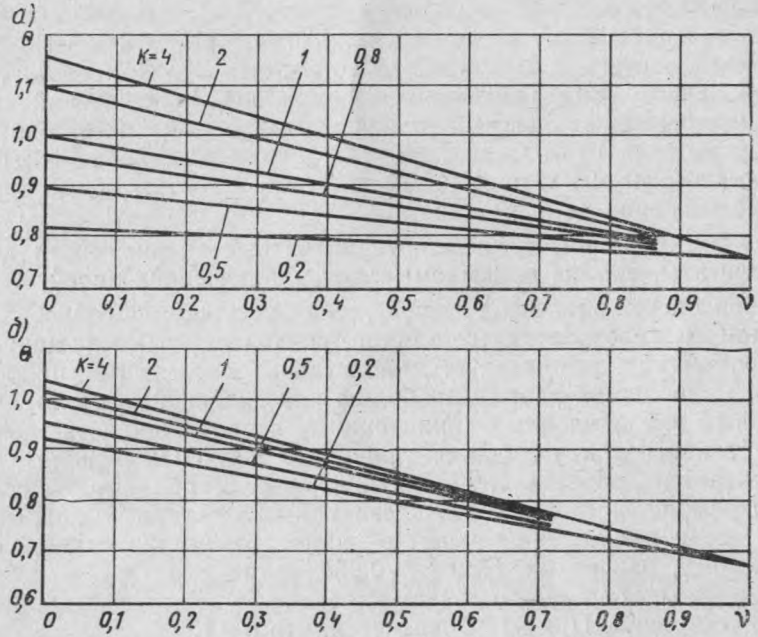


Рис. 80. Зависимость степени восстановления первоначальной несущей способности изгибаемых железобетонных элементов от относительных ремонтных напряжений:

а — элементы с односторонним армированием ($\nabla=0{,}8$; $\varepsilon=0$; $\rho=0{,}17$); *б* — элементы с двусторонним армированием ($\nabla=0{,}8$; $\varepsilon=0{,}5$; $\rho=0{,}17$; $\upsilon=0{,}12$; $\delta'=0{,}02$)

рис. 69, *б*), либо напряжения также и на контуре повреждения, когда повреждение является концентратором напряжения, в зависимости от степени влияния концентратора напряжений (см. рис. 69, *а*). Оба варианта относятся к случаю, когда прочность ремонтного материала значительно превышает прочность основного материала и не может ограничивать несущую способность усиленной конструкции.

Анализ расчетных и опытных данных (см. рис. 69) показывает, что результаты крупномасштабных экспериментов пример-

но совпадают с расчетами по методике, основанной на использовании технической теории изгиба. Наибольшее расхождение (при $\nu=0{,}5$) не превышает 5%.

Расчеты, выполненные методом конечных элементов, также дают результаты, близкие к полученным в опытах, особенно при значениях ν от 0 до 0,5. Здесь расхождения составляют 6,5% при $\nu=0{,}5$. С возрастанием значений ν расхождение увеличивается, например, так при $\nu=0{,}8$ оно достигает 11%.

Результаты исследований несущей способности элементов поляризационно-оптическим методом при $\kappa=1$ практически полностью совпадают с результатами расчетов, базирующихся на исходных предпосылках теории упругости; при $\kappa=3$ это расхождение возрастает и достигает 18%, когда $\nu=0$. При ремонтных напряжениях, представляющих наибольший практический интерес ($\nu=0{,}4\div0{,}8$), расхождение это относительно невелико, оно не превышает 10%. Совпадаемость теоретических и опытных данных остается хорошей и при расчетах с учетом концентратора напряжений (см. рис. 80).

Таким образом, приведенные расчетные зависимости дают результаты, вполне приемлемые для практических целей.

При оценке степени восстановления несущей способности изгибаемых железобетонных элементов со сквозными трещинами и пробоинами рекомендуется поступать следующим образом. Если наибольший размер пробоины или сквозной трещины, проходящей в продольном направлении $l_п$ и протяженность элемента l связаны между собой соотношением $l_п\leqslant0{,}03l$, то показатель θ считается равным 1. При $0{,}03l<l_п\leqslant0{,}5l$ принимают $\theta=0{,}9$, если ремонт выполнен без частичной разгрузки элемента, и $\theta=1$, если напряжения в нем в период ремонта составляли не более 80% расчетных. При $l_п>0{,}05l$ ремонт следует вести с выводом элемента или соответствующего его участка из напряженного состояния. При этом считается, что $\theta=1$.

15. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЕМОНТА И УСИЛЕНИЯ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения. Элементы, работающие на осевое растяжение и сжатие, входят в состав многих конструкций портовых сооружений. К их числу относятся анкерные тяги тонкостенных набережных, свайные опоры безраспорных причальных сооружений, несущие колонны портовых складов и береговых эстакад и др. Ремонт и усиление элементов конструкций рассматриваемого типа проводят наиболее часто.

Степень повышения несущей способности ремонтируемых и усиливаемых сжатых и растянутых элементов конструкций мо-

жет быть определена по аналогии с определением этого показателя для элементов изгибаемых конструкций.

Здесь исходным соотношением является зависимость

$$\Theta = (P_{\text{р}} + \Delta P)/P, \tag{171}$$

где $P_{\text{р}}$ — осевая сила, действующая в элементе в период ремонта;

ΔP — добавочная сила, которую элемент может воспринять после усиления;

P — осевая сила, которую способен воспринять неповрежденный элемент.

Элементы конструкций из однородных материалов. При *одностороннем повреждении элемента* осевую силу, действующую в элементе в период ремонта, $P_{\text{р}}$ следует определять с учетом образующегося эксцентриситета в зависимости от глубины повреждения из соотношения, устанавливающего связь между напряжением в основном материале на контуре повреждения и нагрузкой в период ремонта.

$$\sigma_{\text{р}k} = P_{\text{р}}/h_{\text{п}} + 6P_{\text{р}}\, e/h^2_{\text{п}}; \tag{172}$$

где e — эксцентриситет приложения силы $P_{\text{р}}$.

$$e = 0{,}5h - 0{,}5h_{\text{п}} = 0{,}5\,(1 - \nabla)\, h.$$

Тогда

$$P_{\text{р}} = \frac{\sigma_{\text{р}.k}\, \nabla^2\, h}{\nabla + 3\,(1 - \nabla)}\,. \tag{173}$$

В общем случае при $E_2 \neq E_1$

$$\Delta P = (R - \sigma_{\text{р}k})\, h\, [\nabla + \kappa\,(1 - \nabla)]; \tag{174}$$

$$P = R\, h. \tag{175}$$

Подставив формулы (173), (174) и (175) в формулу (171), получаем:

$$\Theta = \kappa - \nabla\,(\kappa - 1) - \nu_k \left[\kappa\,(1 - \nabla) + \nabla - \frac{\nabla^2}{\nabla + 3\,(1 - \nabla)}\right]. \tag{176}$$

При $E_2 = E_1$ ($\kappa = 1$), т. е. когда ремонт осуществляют материалом, идентичным основному, соотношение (176) принимает вид

$$\Theta = 1 - \nu_k \left[1 - \frac{\nabla^2}{\nabla + 3\,(1 - \nabla)}\right]. \tag{177}$$

Если *повреждение расположено симметрично относительно оси элемента,*

при ремонте материалом, идентичным основному,

$$\Theta = 1 - \nu_k\,(1 - \nabla'); \tag{178}$$

при ремонте иным материалом

$$\Theta = \kappa - \nabla'\,(\kappa - 1) - \nu_k \kappa\,(1 - \nabla'). \tag{179}$$

Здесь $\nabla' = F_{\text{п}}/F$, где $F_{\text{п}}$ — площадь поперечного сечения элемента в месте повреждения; F — площадь поперечного сечения неповрежденного элемента.

В тех случаях, когда имеет место *усиление элемента конструкции путем симметричного относительно его оси увеличения поперечного сечения*, степень повышения несущей способности элемента θ_1 может быть определена на основании соотношения (139), выраженного через осевые силы.

При усилении элемента конструкции материалом, идентичным основному,

$$\theta_1 = 1/\nabla_1' - \nu_{1k}\,(1/\nabla_1' - 1), \tag{180}$$

при усилении иным материалом

$$\theta_1 = 1 - \kappa\,(1 - \nu_{1k})\,(1 - 1/\nabla_1'). \tag{181}$$

Здесь $\nabla'_1 = F_{\text{ус}}/F$; $\nu_1 = \sigma_{\text{ус}}/R$, где $F_{\text{ус}}$ — площадь поперечного сечения усиленного элемента конструкции; $\sigma_{\text{ус}}$ — напряжения в элементе конструкции в период его усиления

Элементы конструкций из железобетона. В общем случае при $E_2 \neq E_1$ формулы для определения входящих в исходное соотношение (171) величин следующие:

$$P = R_{\text{пр}}\,F_{\text{пр}}; \tag{182}$$

$$P_{\text{р}} = \sigma_{\text{р.б}}\,F_{\text{п.пр}}; \tag{183}$$

$$\Delta P = (R_{\text{пр}} - \sigma_{\text{р.б}})\,F_{\text{п.пр}} + \kappa\,(R_{\text{пр}} - \sigma_{\text{р.б}})\,(F_{\text{пр}} - F_{\text{п.пр}}). \tag{184}$$

Здесь

$$F_{\text{пр}} = F_{\text{б}} + \kappa'\,F_{\text{а}}'; \quad F_{\text{п.пр}} = F_{\text{п.б}} + \kappa'\,F_{\text{а}}'; \quad \kappa' = E_{\text{а}}/E_1,$$

где $\sigma_{\text{р.б}}$ — ремонтные напряжения в бетоне поврежденного элемента;
$F_{\text{б}}$ и $F_{\text{п.б}}$ — площади поперечных сечений бетона соответственно неповрежденного и поврежденного элементов конструкции;
$E_{\text{а}}$ и E_1 — соответственно модули упругости арматуры и бетона.

Подставив формулы (182), (183) и (184) в формулу (171), получаем:

$$\theta = \nabla_{\text{пр}} + \kappa\,(1 - \nabla_{\text{пр}})\,(1 - \nu). \tag{185}$$

Здесь

$$\nabla_{\text{пр}} = F_{\text{п.пр}}/F_{\text{пр}}; \quad \nu = \sigma_{\text{р.б}}/R_{\text{пр}}.$$

При $E_2 = E_1$ соотношение (185) принимает следующий вид:

$$\theta = 1 - \nu\,(1 - \nabla_{\text{пр}}). \tag{186}$$

Если устраняют повреждение не бетона, а арматуры центрально растянутых железобетонных элементов,

$$\theta = 1 - \nu\,(1 - \nabla_a). \tag{187}$$

Здесь $\nu = \sigma_{р.а}/R_а$; $\nabla_а = F_{п.а}/F_а$, где $\sigma_{р.а}$ — ремонтные напряжения в арматуре поврежденного элемента конструкции; $F_{п.а}$ — площадь поперечного сечения поврежденной арматуры.

При усилении элементов конструкции увеличением их поперечного сечения материалом, идентичным основному,

$$\theta_1 = 1/\nabla_{1пр} - \nu_1(1/\nabla_{1пр} - 1), \qquad (188)$$

при усилении иным материалом

$$\theta_1 = 1 - \kappa\,(1 - \nu_1)\,(1 - 1/\nabla_{1пр}). \qquad (189)$$

Здесь

$$\nu_1 = \sigma_{ус.б}/R_{пр};\quad \nabla_{1пр} = F_{пр}/F_{ус.пр};\quad F_{ус.пр} = F_{ус.б} + \kappa' F_а',$$

где $\sigma_{ус.б}$ — напряжения в бетоне элемента конструкции в период усиления; $F_{ус.б}$ — площадь поперечного сечения бетона в элементе конструкции после усиления.

Пример. У железобетонного элемента конструкции, работающего на сжатие, поврежден бетон. Определить степень восстановления его первоначальной несущей способности при условии, что нагрузка в период ремонта составляла 800 кН.

Исходные данные. Железобетонный элемент конструкции квадратного сечения размерами 35×35 см изготовлен из бетона марки 300; площадь поперечного сечения рабочей арматуры $F'_а = 26{,}5$ см²; площадь поперечного сечения бетона неповрежденного элемента $F_б = 1198{,}5$ см², в месте повреждения $F_{п.б} = 700$ см². В соответствии со СНиП II-56—77 [43] призменная прочность бетона марки 300 $R_{пр} = 13{,}5$ МПа, модуль упругости основного бетона (при автоклавной обработке) $E_1 = 22$ ГПа, модуль упругости ремонтного бетона марки 500 (при естественном твердении) $E_2 = 36$ ГПа, модуль упругости арматуры $E_а = 200$ ГПа.

Для определения входящих в формулу (185) величин предварительно вычисляют:

приведенную площадь поперечного сечения неповрежденного элемента конструкции

$$F_{пр} = F_б + \kappa' F_а' = F_б + \frac{E_а}{E_1} F_а' = 1198{,}5 + \frac{220}{22} 26{,}5 = 1439{,}4 \text{ см}^2;$$

приведенную площадь поперечного сечения элемента конструкции в месте повреждения

$$E_{п.пр} = F_{п.б} + k' F_а' = 700 + \frac{200}{22} 26{,}5 = 940{,}9 \text{ см}^2;$$

ремонтное напряжение в основном бетоне

$$\sigma_{р.п} = \frac{N}{F_{п.пр}} = \frac{800 \cdot 10^3}{940{,}9 \cdot 10^{-4}} = 8{,}5 \cdot 10^6 \text{ Па} = 8{,}5 \text{ МПа}.$$

Входящие в формулу (185) параметры:

$$\nabla_{пр} = F_{п.пр}/F_{пр} = 940{,}9/1439{,}4 = 0{,}65,\quad \kappa = E_2/E_1 = 36/22 = 1{,}64;$$

$$\nu = \sigma_{р.п}/R_{пр} = 8{,}5/13{,}5 = 0{,}63,$$

Тогда $$\theta = 0{,}65 + 1{,}64\,(1 - 0{,}65)\,(1 - 0{,}63) = 0{,}86.$$

16. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЕМОНТА И УСИЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ, НАХОДЯЩИХСЯ В СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

В портовых и судоходных гидротехнических сооружениях чаще всего наряду с напряжениями изгиба от распорного давления грунта действуют значительные усилия от собственного веса конструкций и веса грунтовой пригрузки. Рассмотрены способы определения степени изменения несущей способности этих сооружений, находящихся в сложном напряженном состоянии, после ремонта и усиления.

Элементы конструкции из однородных материалов (кроме бетона). В зависимости от сочетания величин, характеризующих механические свойства ремонтного и основного материалов, а также геометрических параметров повреждений несущую способность отремонтированных под нагрузкой конструкций, как уже отмечалось в § 14, могут ограничивать напряжения в одной из трех точек опасного сечения элементов: в основном материале в точке A на контуре повреждения или на грани сечения в точке B и в ремонтном материале на грани сечения в точке C (см. рис. 71, *б*). Во всех случаях исходным соотношением для нахождения θ остается формула (106).

Если наряду с изгибом элемент подвержен осевому сжатию или растяжению, изгибающий момент, который способен воспринять неповрежденный элемент,

$$M = (R - \sigma_N)\, h^2/6, \tag{190}$$

где σ_N — нормальные напряжения, вызванные действием продольной силы N' в неповрежденном сечении ($\sigma_N = N'/h$).

Когда *несущую способность отремонтированного элемента ограничивают напряжения на грани сечения основного материала* (см. рис. 71, *в*, точка B), изгибающий момент, действующий в нем в период ремонта [1],

$$M_р = (\sigma_{р.у} \pm \sigma_{N\,п})\, h^2_п/6, \tag{191}$$

где $\sigma_{Nп}$ — напряжения в ослабленном сечении от продольной силы N' ($\sigma_{Nп} = N'/h_п$).

Выражение для ΔM в случае ремонта идентичным материалом остается таким же, как и у элементов, работающих на изгиб [см. формулу (109)].

Подставив зависимости (109), (190) и (191) в соотношение (106), получаем:

$$\theta = \frac{1 - \nu\,(1 - \nabla^2) \pm \nabla\, a_N}{1 - a_N}. \tag{192}$$

[1] В формулах (191)—(192), (194)—(198), (200)—(202) со сдвоенными знаками в расчет следует вводить верхний, если напряжения на контуре повреждения от изгиба и действия продольной силы однозначны, и нижний, если напряжения разнозначны.

Здесь

$$a_N = \sigma_N / R.$$

Если деформативные характеристики ремонтного и основного материалов не равны между собой, остаются неизменными выражения для M и $M_р$ [см. формулы (190) и (191)], а выражение для ΔM, аналогично случаю чистого изгиба, может быть записано в соответствии с формулой (124) и с учетом соотношения (126) следующим образом:

$$\Delta M = (R - \sigma_{р.у})\, h^2 \psi / 6\overline{n}. \tag{193}$$

Подставляя формулы (190), (191) и (193) в формулу (106), после преобразований можно получить:

$$\theta = \frac{\psi/\overline{n} - \nu\,(\psi/\overline{n} - \nabla^2) \pm \nabla\, a_N}{1 - a_N}. \tag{194}$$

При $E_2 = E_1$ формула (194) превращается в формулу (192), а в тех случаях когда напряжения, вызванные действием осевых сил, отсутствуют ($\sigma_N = 0$ или $a_N = 0$), зависимость (192) превращается в формулу (110).

Показатель θ может быть также вычислен с использованием номограммы (см. рис. 73) по формуле

$$\theta = (A + B \pm \nabla\, a_N)/(1 - a_N), \tag{195}$$

где A и B — величины, определяемые по указанной номограмме при заданных исходных параметрах ν, ∇ и κ.

В тех случаях, когда *несущую способность отремонтированных элементов конструкции ограничивают напряжения в основном материале на контуре повреждения* $\sigma_{р.k}$,

$$M_р = (\sigma_{рk} \mp \sigma_{N\,kп})\, h^2_п / 6k, \tag{196}$$

где $\sigma_{Nkп}$ — составляющая ремонтных напряжений в точках основного материала на контуре повреждения с учетом влияния концентратора напряжений от действия продольной силы N';
k — коэффициент концентрации напряжений.

Значения M и ΔM в этом случае определяем по формулам (190) и (133).

Подставив формулы (196), (190) и (133) в формулу (106), получаем:

$$\theta = \frac{\dfrac{\psi}{\nabla - \overline{n}} - \nu_k \left(\dfrac{\psi}{\nabla - \overline{n}} - \dfrac{\nabla^2}{k} \right) \mp \nabla\, a_N}{1 - a_N}. \tag{197}$$

Показатель θ может быть также вычислен с использованием номограммы (см. рис. 76) по формуле

$$\theta = (A + B \mp \nabla\, a_N)/(1 - a_N), \tag{198}$$

где A и B — величины, определяемые по указанной номограмме при заданных параметрах ∇, ν_k, κ и k.

Если *несущую способность отремонтированных элементов конструкций ограничивают напряжения на грани сечения в ремонтном материале*, то входящие в формулу (106) величины M и M_p остаются неизменными [см. формулы (190) и (196)]. Исходя из зависимости (124) в результате замены в ней величины σ_I на $R_{рем}/\omega$ в соответствии с формулой (117) и с учетом формул (116) и (120),

$$\Delta M = \frac{R_{рем}\,\psi\,h^2}{6\kappa\,(1-\overline{n})}\,. \tag{199}$$

Подставив формулы (190), (196) и (199) в формулу (106), получаем:

$$\theta = \frac{\chi\,\psi/\kappa\,(1-\overline{n}) + \nu_k\,\nabla^2/k \mp \nabla\,a_N}{1-a_N}\,. \tag{200}$$

Показатель θ может быть также вычислен по формуле (198), где A и B — величины, определяемые по номограмме (см. рис. 74) при заданных исходных параметрах ∇, $\nu=\nu_k/k$; κ и χ.

Критериями выбора требуемой расчетной формулы служат величины z и z^* (см. § 14) и полученная аналогично z_2 величина

$$z_4 = \frac{(R-\sigma_{pk})\,\overline{n}}{\nabla-\overline{n}} - \left[R - \left(\frac{\sigma_{pk}}{k} \mp 2\sigma_{N\text{п}}\right)\right].$$

С учетом соотношений (113) и (120)

$$z_4 = \frac{\nu_k\,(\nabla-\overline{n}\,k-\overline{n}) + k\,[2\overline{n}-\nabla \mp 2a_N\,(1-\overline{n}/\nabla)]}{(\nabla-\overline{n})\,k}\,. \tag{201}$$

Величина z_4 может быть также вычислена по формуле

$$z_4 = A' + \nu_k/k - 1 \mp 2a_N/\nabla, \tag{202}$$

где A' — величина, определяемая по номограмме (см. рис. 77) при заданных исходных параметрах ν_k, ∇ и κ.

Таким образом, показатель θ рекомендуется определять в такой последовательности.

1. Определяют значения величин z^* и z_4. Если обе величины меньше нуля или равны нулю, то θ вычисляют по формуле (197) или по формуле (198) с использованием номограммы (см. рис. 76).

2. Если хотя бы одна из указанных величин (z^* или z_4) выражена положительным числом, то для выбора расчетной формулы необходимо предварительно вычислить величину z. При

$z \geqslant 1$ расчет выполняют по формуле (194) или с использованием номограммы (см. рис. 73) по формуле (195); при $z \leqslant 1$ — по формуле (200) или с использованием номограммы (см. рис. 74) по формуле (198) (на номограмме $\nu = \nu_k/k$). Если при ремонте используют материал, идентичный основному, во всех формулах и при пользовании номограммами принимают $\kappa = 1$ и $\chi = 1$.

При усилении элементов конструкций увеличением высоты сечения выражения для определения показателя θ_1 могут быть получены аналогично тому, как это выполнено для изгибаемых элементов, на основании исходного соотношения (140).

Если *несущую способность усиленных элементов лимитируют фибровые напряжения в основном материале на ненаращиваемой стороне*, то входящие в формулу (140) величины определяют следующим образом: выражение для M остается неизменным [см. формулу (190)]; а соотношения для M_{1p} и ΔM_1 по аналогии с формулами (191) и (193) могут быть представлены в виде [1]:

$$M_{1p} = (\sigma_{yc} \pm \sigma_N)\, h^2/6, \tag{203}$$

$$\Delta M_1 = (R - \sigma_{yc})\, h_{yc}\, \psi_1/6\bar{n}_1. \tag{204}$$

Подставив формулы (190), (203) и (204) в формулу (140), получаем:

$$\theta_1 = \frac{\psi_1/\bar{n}_1 - \nu_1\,(\psi_1/\bar{n}_1 - \nabla_1^2) \pm \nabla_1^2\, a_N}{(1 - a_N)\,\nabla_1^2}. \tag{205}$$

Здесь $\nu_1 = \sigma_{yc}/R$; $\nabla_1 = h/h_{yc}$.

При сопоставлении выражения (205) с аналогичной зависимостью (144) для чистого изгиба с учетом формулы (145) можно получить:

$$\theta_1 = \frac{(A_1 + B_1)/\nabla_1^2 \pm a_N}{1 - a_N}, \tag{206}$$

где A_1 и B_1 — величины, определяемые по номограмме (см. рис. 73) при заданных исходных параметрах ν_1; ∇_1 и κ.

Если *ограничивающими являются напряжения в точках основного материала на контуре наращиваемой стороны*, то [по аналогии с формулами (196) и (133)]

$$M_{1p} = (\sigma_{yck} \mp \sigma_N)\, h^2/6; \tag{207}$$

$$\Delta M_1 = (R - \sigma_{yck})\, h^2_{yc}\, \psi_1/6\,(\nabla_1 - \bar{n}_1), \tag{208}$$

где σ_{yck} — ремонтные напряжения на контуре наращиваемой стороны элемента.

---

[1] В формулах (203), (205)—(207), (209), (210), (212) и (213) из сдвоенных знаков в расчет следует вводить верхний, если напряжения на наращиваемой стороне элемента конструкции от изгиба и действия продольной силы однозначны, и нижний, если напряжения разнозначны.

Подставив формулы (190), (207) и (208) в формулу (140), получаем:

$$\theta_1 = \frac{\psi_1/(\nabla_1 - \overline{n_1}) - \nu_{1k}\,[\psi_1/(\nabla_1 - \overline{n_1}) - \nabla_1^2] \mp \nabla_1^2\, a_N}{(1 - a_N)\,\nabla_1^2}\,. \qquad (209)$$

Из сопоставления формул (209) и (149) с учетом формулы (145) следует, что

$$\theta_1 = \frac{(A_1 + B_1)/\nabla_1^2 \mp a_N}{1 - a_N}\,, \qquad (210)$$

где A_1 и B_1 — величины, определяемые по номограмме (см. рис. 76) при заданных исходных параметрах ν_{1k}, ∇, κ и $k=1$. ($\nu_{1k}=\sigma_{yc}/h$).

В тех случаях, когда *несущую способность усиленных элементов конструкции ограничивают напряжения на грани сечения ремонтного материала*, неизменными остаются выражения для M и M_{1p} [см. формулы (190) и (203)], а соотношение для ΔM_1 может быть получено по аналогии с формулой (124), в которой h заменяется на h_{yc}, а величина σ_I в соответствии с формулами (116), (117) и (120) должна быть выражена через расчетное сопротивление ремонтного материала $\sigma_I = R_{рем}\overline{n_1}/\kappa(1-\overline{n_1})$. Тогда

$$\Delta M_1 = \frac{R_{рем}\,\psi_1\,h^2_{yc}}{6\kappa\,(1-\overline{n_1})}\,. \qquad (211)$$

Подставляя формулы (190), (203) и (211) в соотношение (140), получаем:

$$\theta_1 = \frac{\varkappa\,\psi_1/\kappa\,(1-\overline{n_1}) + \nu_{1k}\,\nabla_1^2 \mp \nabla_1^2\, a_N}{(1 - a_N)\,\nabla_1^2}\,. \qquad (212)$$

Выражение (212) может быть также представлено в виде формулы (210), в которой A_1 и B_1 — величины, определяемые по номограмме (см. рис. 74), при заданных исходных параметрах $\nu_1 = \nu_{1k}$, ∇_1, κ и χ.

Критериями выбора расчетной формулы для определения показателя θ_1 служат величины z' и z_1^*, а также величина

$$z_1^* = \frac{(1-\nu_{1k})\,(2\overline{n_1} - \nabla_1) \mp 2a_N\,(\nabla_1 - \overline{n_1})}{\nabla_1 - \overline{n_1}}\,, \qquad (213)$$

полученная аналогично формуле (201) при $k=1$.

Величина z_4^* может быть также вычислена по формуле $z_4^* = A'_1 + \nu_{1k} - 1 \mp 2a_N$, где A'_1 — величина, определяемая по номограмме (см. рис. 77) при заданных исходных параметрах ν_{1k}, ∇_1 и κ.

Выбирать расчетную формулу для вычисления показателя θ_1 рекомендуется в такой последовательности.

1. Вычисляют значения z_1^* и z_4^*. Если обе величины меньше или равны нулю, то θ_1 определяют по формуле (209) или с использованием номограмм (см. рис. 76) по формуле (210).

2. Если хотя бы одна из указанных величин (z_1^* или z_4^*) выражена положительным числом, для выбора требуемой расчетной формулы нужно предварительно вычислить величину z'. При $z' \geqslant 1$ расчет производят по формуле (205) или с использованием номограммы (см. рис. 73) по формуле (206). При $z_1 \leqslant 1$ следует воспользоваться для определения θ_1 формулой (212) или с использованием номограммы (см. рис. 74) формулой (210).

Элементы конструкций из бетона. Применительно к бетонным сооружениям практическое значение имеет рассмотрение работы усиленных конструкций, подверженных только изгибу со сжатием. Специфика работы элементов конструкции из бетона заключается в том, что их несущую способность могут лимитировать только растягивающие напряжения. Поэтому так же, как при оценке эффективности усиления изгибаемых элементов, необходимо раздельно рассматривать случаи устранения повреждений (увеличения высоты сечения) в сжатой и растянутой зонах.

В обоих случаях изгибающий момент, который может воспринять неповрежденный элемент конструкции [1],

$$M = (R_p + \sigma_N)\, h^2/6, \tag{214}$$

где R_p — расчетное сопротивление бетона растяжению.

Сопоставление формулы (214) с аналогичным выражением (190) для элементов из любых других однородных материалов показывает, что разница между ними заключается в знаке величины σ_N. Поэтому приведенные выше зависимости для определения показателей θ и θ_1 могут быть использованы и для бетонных конструкций. В них требуется лишь изменить знак величины $a_N = \sigma_N / R_p$ в знаменателе на противоположный. Изложенное распространяется на формулы (194), (195), (197), (198), (200), (205), (206), (209), (210), (212). Во всех указанных формулах применительно к бетонным элементам следует из сдвоенных знаков в расчет вводить знак «плюс».

Если *устраняют повреждение в сжатой зоне* бетонных элементов конструкции, то показатель θ следует вычислять по формуле (194) или по формуле (195) с использованием номограммы (см. рис. 73).

При устранении повреждений в растянутой зоне элементов для определения показателя θ предварительно требуется вычислить величину z^* по формуле (137) или по формуле (138) с использованием номограммы (см. рис. 78). Если $z^* \leqslant 0$, то пока-

[1] Здесь, как и ранее, рассматриваются элементы прямоугольного сечения.

затель θ надо вычислять по формуле (197) или по формуле (198) с использованием номограммы (см. рис. 76); если $z^* \geqslant 0$,— по соотношению (200) или по формуле (198), где A и B — величины, определяемые по номограмме (см. рис. 74).

В тех случаях, когда имеет место *усиление бетонных элементов конструкции увеличением высоты сечения путем наращивания со стороны сжатой зоны*, показатель степени повышения первоначальной несущей способности θ_1 вычисляют по формуле (205) или по формуле (206) с использованием номограммы (см. рис. 73).

Если *элемент конструкции наращивают со стороны растянутой зоны*, то выбор расчетной формулы должен быть произведен после определения величины z_1^* [см. формулу (148)]. При $z_1^* \leqslant 0$ его следует определять по формуле (209) или по формуле (210) с использованием номограммы (см. рис. 76); при $z_1^* \geqslant 0$ — по формуле (212) или формуле (210), в которой величины A_1 и B_1 снимают с номограммы (см. рис. 74).

Показатель θ для внецентренно сжатых (растянутых) железобетонных элементов, в тех случаях, когда максимальное значение напряжений в сечении от действия осевой силы составляет не более 10% напряжений, обусловленных действием изгибающего момента, можно рассчитывать по формулам (150—170).

17. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ РЕМОНТА И УСИЛЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ

Для того чтобы проектируемый ремонт или усиление портового сооружения дали ожидаемый эффект, необходимо прежде всего установить, какова по эксплуатационным требованиям должна быть его несущая способность. Исходя из этого, предусматривают мероприятия, которые позволят обеспечить требуемые эксплуатационные качества усиленной конструкции.

Целесообразна такая последовательность проектирования усиления или ремонта сооружения.

1. Определение несущей способности сооружения до усиления.

2. Определение напряжений, которые будут действовать в конструкции в период усиления или ремонта $\sigma_р$. Ремонтные напряжения вычисляют исходя из расчетной схемы, отвечающей состоянию сооружения во время усиления при действии нагрузок, которые будут иметь место в этот период. Для распорных сооружений должен также учитываться «эффект наследственности» — остаточный распор грунта после удаления нагрузок с поверхности засыпки за подпорными стенками [10].

3. Вычисление требуемого значения степени восстановления или повышения несущей способности ремонтируемого или усиливаемого элемента конструкции $\overline{\theta}$ по соотношению $\overline{\theta} = \overline{S}/S$, где

$\overline{S}$ — заданная несущая способность, которой элемент должен обладать после усиления; S — несущая способность ремонтируемого элемента до возникновения повреждения или усиливаемого элемента перед усилением.

4. Определение степени восстановления или повышения несущей способности ремонтируемого или усиливаемого элемента θ.

5. Сопоставление величин θ и $\overline{\theta}$. При этом возможны два случая: $\theta \geqslant \overline{\theta}$ и $\theta < \overline{\theta}$. В первом случае предусмотренный ремонт или усиление обеспечивает получение заданной несущей способности сооружения без осуществления каких-либо дополнительных мероприятий. Во втором случае для достижения требуемой эффективности ремонта или усиления конструкции необходимо принять определенные меры. Такими мерами могут быть уменьшение ремонтных напряжений $\sigma_р$ путем частичной разгрузки сооружения на период ведения строительных работ или применение ремонтного материала, модуль упругости которого выше, чем у основного материала.

Если эти мероприятия не дают требуемого эффекта, то необходимо рассмотреть другую схему усиления (введение добавочных конструктивных элементов, дальнейшее увеличение высоты сечения существующих элементов и т. п.).

Расчетные зависимости, которые следует использовать для оценки эффективности ремонта и усиления эксплуатируемых сооружений, указаны в табл. 22, формулы для определения критерия выбора расчетных зависимостей — в табл. 23.

18. РАСЧЕТНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТРЕБУЕМЫХ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК УСИЛИВАЮЩИХ И РЕМОНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В тех случаях, когда преследуется цель полностью восстановить несущую способность конструкции, механические характеристики ремонтных материалов целесообразно выбирать по условию получения заданного значения $\overline{\theta}$. Деформативные характеристики ремонтного материала должны обеспечивать необходимую степень его участия в работе отремонтированного элемента.

При проведении работ в условиях полного вывода конструкции из напряженного состояния для восстановления ее первоначальной несущей способности в качестве ремонтного может быть принят любой материал, прочностные, деформативные и другие механические свойства которого не ниже, чем у основного материала. Ремонтный материал должен обладать необходимой адгезией к основному.

Если конструкцию ремонтируют при частичном выводе ее из напряженного состояния, то полное восстановление ее первона-

Таблица 22

Вид напряженного состояния	Характер усиления	Отношение модуля упругости ремонтного материала к модулю упругости основного	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в сжатой зоне	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в растянутой зоне	Материал конструкции: Любой, кроме бетона	Расчетная формула (ее номер в книге): без использования номограммы	Расчетная формула (ее номер в книге): с использованием номограммы	Номер рисунка (используемой номограммы) в книге для определения значений величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Бетон	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Любой, кроме бетона
Элементы конструкций из однородного материала										
Изгиб	Устранение повреждения	1	—	×	×	$\Theta=1/(2\nabla-1)-\nu_k[1/(2\nabla-1)-\nabla^2/k]$	$\Theta=A+B$	76	$z^*<0$	$z_1\leqslant 0$
			×	—	×	$\Theta=1-\nu(1-\nabla^2)$ (110)	$\Theta=A+B$	73	—	$z_1\geqslant 0$
			—	×	—	$\Theta=1+\nu\nabla^2$	—	—	$z^*\geqslant 0$	—
		$\neq 1$	—	×	×	$\Theta=\psi/(\nabla-\bar{n})-\nu_k[\psi/(\nabla-\bar{n})-\nabla^2/k]$ (134)	$\theta=A+B$	76	$z^*\leqslant 0$	$z_1\leqslant 0$; $z^*\leqslant 0$
			×	—	×	$\Theta=\psi/\bar{n}-\nu(\psi/\bar{n}-\nabla^2)$ (127)	$\theta=A+B$	73	—	$z\geqslant 1$ (при $z_1>0$ или $z^*>0$)
			—	×	×	$\Theta=\chi\psi/\kappa(1-\bar{n})+\nu\nabla^2$ (128)	$\theta=A+B$	74	$z^*\geqslant 0$	$z\leqslant 1$ (при $z_1>0$ или $z^*>0$)
		1	×	—	×	$\Theta_1=1/\nabla^2{}_1-\nu_1(1/\nabla^2{}_1-1)$ (143)	$\Theta_1=(A_1+B_1)/\nabla^2{}_1$ (145)	73	—	—
		—	—	×	—	$\Theta_1=1/\nabla^2{}_1+\nu_1$	—	—	$z_1^*\geqslant 0$	—
	Увеличение высоты сечения		—	×	—	$\Theta_1=\dfrac{1}{(2\nabla_1-1)\nabla_1{}^2}-\nu_{1k}\times\left[\dfrac{1}{(2\nabla_1-1)\nabla_1{}^2}-1\right]$	$\Theta_1=(A_1+B_1)/\nabla^2{}_1$ (145) (при $k=1$)	76	$z_1^*\leqslant 0$	—
		$\neq 1$	×	—	×	$\Theta_1=\dfrac{\psi_1}{\bar{n}_1\nabla_1{}^2}-\nu_1\left(\dfrac{\psi_1}{\bar{n}_1\nabla_1{}^2}-1\right)$ (144)	$\Theta_1=(A_1+B_1)/\nabla^2{}_1$ (145)	73	—	$z'\geqslant 1$
			—	×	×	$\Theta_1=\dfrac{\chi\psi_1}{\kappa(1-\bar{n}_1)\nabla_1{}^2}+\nu_1$ (146)	$\Theta_1=(A_1+B_1)/\nabla^2{}_1$ (145)	74	$z_1^*\geqslant 0$	$z'\leqslant 1$
			—	×	—	$\Theta_1=\dfrac{\psi_1}{(\nabla_1-\bar{n}_1)\nabla_1{}^2}-\nu_{1k}\times\left[\dfrac{\psi_1}{(\nabla_1-\bar{n}_1)\nabla_1{}^2}-1\right]$ (149)	$\Theta_1=(A_1+B_1)/\nabla^2{}_1$ (145) (при $k=1$)	76	$z_1^*\leqslant 0$	—
Центральное сжатие (растяжение)	Устранение одностороннего повреждения	1	×	—	×	$\Theta=1-\nu_k\left[1-\dfrac{\nabla^2}{\nabla+3(1-\nabla)}\right]$ (177)	—	—	—	—
		$\neq 1$	×	—	×	$\Theta=\kappa-\nabla(\kappa-1)-\nu_k\left[\kappa(1-\nabla)+\nabla-\dfrac{\nabla^2}{\nabla+3(1-\nabla)}\right]$ (176)	—	—	—	—
	Устранение симметричного относительно оси повреждения	1	×	—	×	$\Theta=1-\nu_k(1-\nabla')$ (178)	—	—	—	—
		$\neq 1$	×	—	×	$\Theta=\kappa-\nabla'(\kappa-1)-\nu_k\kappa(1-\nabla')$ (179)	—	—	—	—

Продолжение табл. 22

Вид напряженного состояния	Характер усиления	Отношение модуля упругости ремонтного материала к модулю упругости основного	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в сжатой зоне	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в растянутой зоне	Материал конструкции: Любой, кроме бетона	Расчетная формула (ее номер в книге): без использования номограммы	Расчетная формула (ее номер в книге): с использованием номограммы	Номер рисунка (используемой номограммы) в книге для определения значений величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Бетон	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Любой, кроме бетона
Центральное сжатие (растяжение)	Увеличение высоты сечения, симметричного относительно оси	1	×	—	×	$\Theta=1/\nabla'_1-\nu_{1k}(1/\nabla'_1-1)$ (180)	—	—	—	—
		$\neq 1$	×	—	×	$\Theta=1-\kappa(1-\nu_{1k})(1-1/\nabla'_1)$ (181)	—	—	—	—
Изгиб со сжатием (растяжением)	Устранение повреждения	1	—	—	×	$\Theta=\dfrac{1-\nu(1-\nabla^2)\pm\nabla a_N}{1-a_N}$ (192)	$\Theta=(A+B+\nabla a_N)/(1-a_N)$ (195)	73	—	$z_4\geqslant 0$
			—	—	×	$\Theta=\dfrac{1/(2\nabla-1)\nu_k[1/(2\nabla-1)-\nabla^2/k]\mp\nabla a_N}{1-a_N}$	$\Theta=(A+B\mp\nabla a_N)/(1-a_N)$ (198)	76	—	$z_4\leqslant 0$
			×	—	—	$\Theta=\dfrac{1-\nu(1-\nabla^2)+\nabla a_N}{1+a_N}$	$\Theta=(A+B+\nabla a_N)/(1+a_N)$	73	—	—
			—	×	—	$\Theta=\dfrac{1/(2\nabla-1)-\nu_k[1/(2\nabla-1)-\nabla^2/k]+\nabla a_N}{1+a_N}$	$\Theta=(A+B+\nabla a_N)/(1+a_N)$	76	$z^*<0$	—
			—	—	×	$\Theta=1+\nu\nabla^2$	—	—	$z^*\geqslant 0$	—
		$\neq 1$	—	—	×	$\Theta=\dfrac{\psi/(\nabla-\bar{n})-\nu_k[\psi/(\nabla-\bar{n})-\nabla^2/k]\mp\nabla a_N}{1-a_N}$ (197)	$\Theta=(A+B\mp\nabla a_N)/(1-a_N)$ (198)	76	—	$z^*\leqslant 0$; $z_4\leqslant 0$
			—	—	×	$\Theta=\dfrac{\chi\psi/[\kappa(1-\bar{n})]+\nu_k\nabla^2/k\mp\nabla a_N}{1-a_N}$ (200)	$\Theta=(A+B\mp\nabla a_N)/(1-a_N)$ (198)	74	—	$z\leqslant 1$ (при $z^*>0$ или $z_4>0$)
			—	—	×	$\Theta=\dfrac{\psi/\bar{n}-\nu(\psi/\bar{n}-\nabla^2)\pm\nabla a_N}{1-a_N}$ (194)	$\Theta=(A+B\pm\nabla a_N)/(1-a_N)$ (195)	73	—	$z\geqslant 1$ (при $z^*>0$ или $z_4>0$)
			×	—	—	$\Theta=\dfrac{\psi/\bar{n}-\nu(\psi/\bar{n}-\nabla^2)+\nabla a_N}{1+a_N}$	$\Theta=(A+B+\nabla a_N)/(1+a_N)$	73	—	—
			—	×	—	$\Theta=\dfrac{\psi/(\nabla-\bar{n})-\nu_k[\psi/(\nabla-\bar{n})-\nabla^2/k]+\nabla a_N}{1+a_N}$	$\Theta=(A+B+\nabla a_N)/(1+a_N)$	76	$z^*\leqslant 0$	—
			—	×	—	$\Theta=\dfrac{\chi\psi/[\kappa(1-\bar{n})]+\nu_k\nabla^2/k+\nabla a_N}{1+a_N}$	$\Theta=(A+B+\nabla a_N)/(1+a_N)$	74	$z^*\geqslant 0$	—
	Увеличение высоты сечения	1	—	—	×	$\Theta_1=\dfrac{1-\nu_1(1-\nabla_1^2)\pm\nabla_1^2 a_N}{(1-a_N)\nabla_1^2}$	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2\pm a_N}{1-a_N}$ (206)	73	—	$z^*_4\geqslant 0$
			—	—	×	$\Theta_1=\dfrac{1/(2\nabla_1-1)-\nu_{1k}[1/(2\nabla_1-1)-\nabla_1^2]\mp\nabla_1^2 a_N}{(1-a_N)\nabla^2_1}$	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2\mp a_N}{1-a_N}$ (210)	76	—	$z^*_4\leqslant 0$

Продолжение табл. 22

Вид напряженного состояния	Характер усиления	Отношение модуля упругости ремонтного материала к модулю упругости основного	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в сжатой зоне	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в растянутой зоне	Материал конструкции: Любой, кроме бетона	Расчетная формула (ее номер в книге): без использования номограммы	Расчетная формула (ее номер в книге): с использованием номограммы	Номер рисунка (используемой номограммы) в книге для определения значений величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Бетон	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Любой, кроме бетона
Изгиб со сжатием (растяжением)	Увеличение высоты сечения	1	×	—	—	$\Theta_1=\dfrac{1-\nu_1(1-\nabla_1^2)+\nabla_1^2 a_N}{(1+a_N)\nabla_1^2}$	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2+a_N}{1+a_N}$	73	—	—
		—	×	—	$\Theta_1=\dfrac{1/(2\nabla_1-1)-\nu_{1k}[1/(2\nabla_1-1)-\nabla_1^2]+\nabla_1^2 a_N}{(1+a_N)\nabla_1^2}$		$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2+a_N}{1+a_N}$	76	$z^*_1\leqslant 0$	—
		—	×	—	$\Theta_1=\dfrac{1+\nu_{1k}\nabla_1^2+\nabla_1^2 a_N}{(1+a_N)\nabla_1^2}$		$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2+a_N}{1+a_N}$	74	$z_1^*\geqslant 0$	—
		$\neq 1$	—	—	×	$\Theta_1=\dfrac{\psi_1/(\nabla_1-\overline{n}_1)-\nu_{1k}[\psi_1/(\nabla_1-\overline{n}_1)-\nabla_1^2]\mp\nabla^2_1 a_N}{(1-a_N)\nabla_1^2}$ (209)	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2\mp a_N}{1-a_N}$ (210)	76	—	$z^*_1\leqslant 0$; $z^*_4\leqslant 0$
		—	—	—	×	$\Theta_1=\dfrac{\varkappa\psi_1/\kappa(1-\overline{n}_1)+\nu_{1k}\nabla_1^2\mp\mp\nabla_1^2 a_N}{(1-a_N)\nabla_1^2}$ (212)	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2\mp a_N}{1-a_N}$ (210)	74	—	$z'\leqslant 1$ (при $z_1^*>0$ или $z_4^*>0$)
			—	—	×	$\Theta_1=\dfrac{\psi_1/\overline{n}-\nu_1(\psi_1/\overline{n}_1-\nabla_1^2)\pm\pm\nabla_1^2 a_N}{(1-a_N)\nabla_1^2}$ (205)	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2\pm a_N}{1-a_N}$ (206)	73	—	$z'\geqslant 1$ (при $z_1^*>0$ или $z_4^*>0$)
			×	—	—	$\Theta_1=\dfrac{\psi_1/\overline{n}_1-\nu_1(\psi_1/\overline{n}_1-\nabla_1^2)+\nabla_1^2 a_N}{(1+a_N)\nabla_1^2}$	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2+a_N}{1+a_N}$	73	—	—
			—	×	—	$\Theta_1=\dfrac{\psi_1/(\nabla_1-\overline{n}_1)-\nu_{1k}[\psi_1/(\nabla_1-\overline{n}_1)-\nabla_1^2]+\nabla_1^2 a_N}{(1+a_N)\nabla_1^2}$	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2+a_N}{1+a_N}$	76	$z_1^*\leqslant 0$	—
			—	×	—	$\Theta_1=\dfrac{\chi\psi_1/[\kappa(1-\overline{n}_1)]+\nu_{1k}\nabla_1^2+\nabla_1^2 a_N}{(1+a_N)\nabla_1^2}$	$\Theta_1=\dfrac{(A_1+B_1)/\nabla_1^2+a_N}{1+a_N}$	74	$z_1^*\geqslant 0$	—

Элементы конструкций из железобетона

Центральное сжатие	Устранение повреждения бетона	1	—	—	×	$\Theta=1-\nu(1-\nabla_{пр})$ (186)	—	—	—	—
		$\neq 1$	—	—	×	$\theta=\nabla_{пр}+\kappa(1-\nabla_{пр})(1-\nu)$ (185)	—	—	—	—
Центральное растяжение	Устранение повреждения арматуры	—	—	—	×	$\Theta=1-\nu(1-\nabla_a)$ (187)	—	—	—	—

Продолжение табл. 22

Вид напряженного состояния	Характер усиления	Отношение модуля упругости ремонтного материала к модулю упругости основного	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в сжатой зоне	Материал конструкции: Бетон: Усиление (ремонт) в растянутой зоне	Материал конструкции: Любой, кроме бетона	Расчетная формула (ее номер в книге): без использования номограммы	Расчетная формула (ее номер в книге): с использованием номограммы	Номер рисунка (используемой номограммы) в книге для определения значений величин $A(A_1)$ и $B(B_1)$	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Бетон	Критерий выбора расчетной формулы при материале конструкции (см. табл. 23): Любой, кроме бетона
Центральное сжатие	Увеличение высоты сечения	1	—	—	×	$\theta_1=1/\nabla_{1пр}-\nu_1(1/\nabla_{1пр}-1)$ (188)	—	—	—	—
		$\neq 1$	—	—	×	$\Theta_1=1-\kappa(1-\nu_1)(1-1/\nabla_{1пр})$ (189)	—	—	—	—
Изгиб (элементы с односторонним армированием)	Устранение повреждения	1	—	—	×	$\Theta=1-\nu(1-\nabla)/(1-\rho)$ (150)	—	—	—	—
		$\neq 1$	—	—	×	$\Theta=1-\frac{\nu(1-\nabla)+(1-\nu)(1-\nabla)(\kappa-1)[1-\kappa(1-\nabla)/(4\rho)]}{1-\rho}$ (163)	—	—	—	$z_2\geqslant 0$
			—	—	×	$\Theta=\nu\left(1-\frac{1-\nabla}{1-\rho}\right)+\frac{(1-\nu)(1-\rho/\kappa)}{1-\rho}$ (164)	—	—	—	$z_2\leqslant 0$
Изгиб (элементы с двусторонним армированием)		1	—	—	×	$\Theta=1-\nu(1-\nabla-\vartheta)/(1-\rho-\vartheta)$ (151)	—	—	—	—
		$\neq 1$	—	—	×	$\Theta=1-\frac{\nu(1-\nabla-\vartheta)}{1-\rho-\vartheta}+(1-\nu)\times\frac{(1-\nabla)(\kappa-1)[1-\varepsilon-\kappa(1-\nabla)/(4\rho)]}{1-\rho-\vartheta}$ (168)	—	—	—	$z_3\geqslant 0$
			—	—	×	$\Theta=\nu\left(1-\frac{1-\nabla-\vartheta}{1-\rho-\vartheta}\right)+(1-\nu)\times\frac{1-\varepsilon\delta'-\rho(1-\varepsilon)^2/\kappa}{1-\rho-\vartheta}$ (169)	—	—	—	$z_3\leqslant 0$

Примечания: 1. × — формула используется; — формула не используется.

2. В формулах со сдвоенными знаками в расчет следует вводить верхний знак, если напряжения на контуре повреждения (наращиваемой стороне элемента) от изгиба и действия продольной силы однозначны, и нижний, если напряжения разнозначны.

Таблица 23

Расчетная формула (ее номер в книге)		Номер рисунка (используемой номограммы) в книге для определения значений величин $z(z')$, $A'(A'_1)$ и $A''(A''_1)$
без использования номограммы	с использованием номограммы	
$z=\dfrac{\chi\overline{n}}{\kappa(1-\overline{n})(1-\nu)}$ (130)	—	72
$z_1=\dfrac{k(\overline{2n}-\nabla)-\nu_k(\overline{n}+k\overline{n}-\nabla)}{(\nabla-\overline{n})k}$ (135)	$z_1=A'+\nu_k/k-1$ (136)	77
$z^*=\dfrac{\kappa(1-\nu_k)(1-\overline{n})-\chi(\nabla-\overline{n})}{\nabla-\overline{n}}$ (137)	$z^*=A''-\chi$ (138)	78
$z'=\dfrac{\chi\overline{n_1}}{\kappa(1-\overline{n_1})(1-\nu_1)}$ (147)	—	72
$z^*{}_1=$ $=\dfrac{\kappa(1-\nu_{1k})(1-\overline{n_1})-\chi(\nabla_1-\overline{n_1})}{\nabla_1-\overline{n_1}}$ (148)	$z_1{}^*=A_1{}''-\chi$	78
$z_2=2\rho-\kappa(1-\nabla)$ (165)	—	—
$z_3=2\rho(1-\varepsilon)-\kappa(1-\nabla)$ (170)	—	—
$z_4=$ $=\dfrac{\nu_k(\nabla-\overline{nk}-\overline{n})+k[\overline{2n}-\nabla\mp2a_N(1-\overline{n}/\nabla)]}{(\nabla-\overline{n})k}$ (201)	$z_4=A'+\nu_k/k-$ $-1\mp2a_N/\nabla$ (202)	77
$z_4{}^*=$ $=\dfrac{(1-\nu_{1k})(2\overline{n_1}-\nabla_1)\mp2a_N(\nabla_1-\overline{n_1})}{\nabla_1-\overline{n_1}}$ (213)	$z_4{}^*=A'_1+\nu_{1k}-1\mp2a_N$	77

Примечание. В формулах со сдвоенными знаками в расчет следует вводить верхний знак, если напряжения на контуре повреждения (наращиваемой стороне элемента) от изгиба и действия продольной силы однозначны, и нижний, если напряжения разнозначны.

чальной несущей способности может иметь место только в случае применения ремонтного материала, модуль упругости которого выше, чем у основного, т. е. $E_2 > E_1$ ($\kappa > 1$). При этом чем больше значение показателя κ, тем выше эффективность работ по усилению при фиксированном напряженном состоянии конструкции в ремонтный период и при одном и том же значении ремонтных напряжений.

Необходимое значение $\kappa = E_2/E_1$ следует подбирать по формулам, приведенным в § 13—17, ориентируясь на требуемую по эксплуатационным условиям степень восстановления несущей способности конструкции $\overline{\theta}$ и уровень ремонтных напряжений, который может быть обеспечен.

Если имеющиеся ремонтные материалы не позволяют получить необходимое значение κ, приходится снижать ремонтные напряжения, действующие в элементах в период работ по их усилению.

Выражение для определения необходимого соотношения модулей упругости ремонтного и основного материалов κ, при котором первоначальная несущая способность изгибаемых элементов из однородных материалов окажется восстановленной в требуемой мере, для наиболее часто встречающихся в практике случаев (когда несущую способность лимитируют напряжения на грани сечения основного материала) можно получить, решив кубическое уравнение

$$\overline{a}\kappa^3 + \overline{b}\kappa^2 + \overline{c}\kappa + \overline{e} = 0, \tag{215}$$

к которому приводят несложные преобразования зависимости (127).

В уравнении (215)

$$\overline{a} = (1 - \nu)(-\nabla^5 + 5\nabla^4 - 10\nabla^3 + 10\nabla^2 - 5\nabla + 1);$$

$$\overline{b} = 3\nabla^5 - 10\nabla^4 + 16\nabla^3 - 14\nabla^2 + 5\nabla + \theta(-\nabla^3 + \nabla^2 + \nabla + 1) +$$

$$+ \nu(-2\nabla^5 + 9\nabla^4 - 17\nabla^3 + 15\nabla^2 - 5\nabla);$$

$$\overline{c} = -3\nabla^5 + 5\nabla^4 - 6\nabla^3 + 4\nabla^2 + \theta(2\nabla^3 - \nabla^2 - \nabla) + \nu(\nabla^5 - 4\nabla^4 + 7\nabla^3 - 4\nabla^2);$$

$$\overline{e} = \nabla^5 - \theta\nabla^3.$$

Значения показателя κ, вычисленные в результате решения уравнения (215), приведены в табл. 24.

Поскольку при $E_2 > E_1$ ремонтный материал принимает на себя бóльшую часть внешней нагрузки, он должен обладать и необходимой прочностью. Минимальное требуемое значение расчетного сопротивления ремонтного материала определяется соотношением, полученным в результате подстановки формул (116) и (126) в формулу (117):

$$R_{\text{рем}} = \chi R. \tag{216}$$

Здесь $\chi=\kappa(1-n)(1-\nu)/n$.

Значения коэффициента χ при глубинах повреждений $r_п=(0{,}1\div0{,}3)h$ приведены в табл. 25.

Таблица 24

Глубина повреждения, $r_п$	Степень восстановления первоначальной несущей способности элемента θ	Значение коэффициента κ при относительном уровне ремонтных напряжений ν								
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,1h	1,00	1,14	1,33	1,59	1,97	2,61	3,85	—	—	—
	0,90	0,47	0,54	0,63	0,75	0,94	1,24	1,83	3,48	—
	0,85	0,20	0,22	0,26	0,30	0,37	0,47	0,66	1,07	2,84
0,2h	1,00	1,18	1,45	1,87	2,62	3,34	—	—	—	—
	0,90	0,72	0,86	1,05	1,36	1,91	3,21	—	—	—
	0,80	0,39	0,45	0,53	0,65	0,84	1,18	2,01	6,36	—
	0,75	0,25	0,28	0,33	0,40	0,50	0,68	1,03	2,15	—
0,3h	1,00	1,25	1,64	2,39	4,10	—	—	—	—	—
	0,90	0,81	1 01	1,34	1,98	3,57	—	—	—	—
	0,80	0,51	0,61	0,77	1,03	1,53	2,92	—	—	—
	0,70	0,30	0,35	0,42	0,52	0,70	1,06	2,12	—	—

В тех случаях, когда требуется обеспечить полное восстановление первоначальной несущей способности элементов, необходимое значение κ в зависимости от уровня ремонтных напряжений можно определить по графикам (рис. 81). Указанные графики построены по результатам решения уравнения (215) при $\theta=1$.

На водном транспорте в составе ремонтных работ на первом месте находятся работы, связанные с ремонтом бетонных и железобетонных конструкций. В подавляющем большинстве случаев при ремонте бетонных конструкций в качестве ремонтного материала используют бетон. В этих условиях также в определенном диапазоне ν можно добиться полного восстановления несущей способности ремонтируемой конструкции без вывода ее из напряженного состояния. Для этого ремонт должен осуществляться бетоном более высокой марки, поскольку с повышением марки бетона возрастает и его модуль упругости [43].

Чтобы достигнуть требуемой эффективности ремонта, следует правильно выбрать марку ремонтного бетона. Это можно сделать, используя формулу (215) или построенные с ее применением круговые диаграммы[1] (рис. 82), каждая из которых относится к конкретной марке основного бетона и конкретной глубине повреждения, указанным в центре диаграммы. В секторе между двумя первыми концентрическими окружностями диаграмм при-

[1] Диаграммы относятся к случаю ремонта поверхностных повреждений в сжатой зоне бетона.

Таблица 25

Глубина повреждения $r_п$	Относительный уровень ремонтных повреждений ν	Значения χ при значениях коэффициента κ				
		1	1,5	2	3	4
0,1 h	0,0	1,00	1,38	1,69	2,22	2,62
	0,1	0,90	1,24	1,53	2,00	2,36
	0,2	0,80	1,10	1,36	1,77	2,10
	0,3	0,70	0,96	1,19	1,55	1,84
	0,4	0,60	0,89	1,02	1,39	1,58
	0,5	0,50	0,69	0,85	1,11	1,31
	0,6	0,40	0,55	0,68	0,89	1,05
	0,7	0,30	0,41	0,51	0,67	0,79
	0,8	0,20	0,28	0,34	0,44	0,53
	0,9	0,10	0,14	0,17	0,22	0,26
0,2 h	0,0	1,00	1,30	1,59	1,88	2,15
	0,1	0,90	1,17	1,38	1,70	1,94
	0,2	0,80	1,04	1,22	1,51	1,72
	0,3	0,70	0,91	1,07	1,32	1,31
	0,4	0,60	0,78	0,92	1,13	1,30
	0,5	0,50	0,65	0,77	0,94	1,08
	0,6	0,40	0,52	0,61	0,75	0,86
	0,7	0,30	0,39	0,46	0,57	0,65
	0,8	0,20	0,26	0,31	0,38	0,43
	0,9	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22
0,3 h	0,0	1,00	1,24	1,44	1,75	2,01
	0,1	0,90	1,12	1,30	1,58	1,81
	0,2	0,80	1,00	1,16	1,40	1,61
	0,3	0,70	0,87	1,01	1,23	1,41
	0,4	0,60	0,75	0,87	1,05	1,21
	0,5	0,50	0,63	0,72	0,88	1,00
	0,6	0,40	0,50	0,53	0,70	0,80
	0,7	0,30	0,38	0,43	0,53	0,60
	0,8	0,20	0,25	0,29	0,35	0,40
	0,9	0,10	0,13	0,14	0,18	0,20

водятся относительные ремонтные напряжения ν. Концентрические окружности и пересекающие их прямые образуют ячейки, в которых записаны марки бетона, обеспечивающие требуемую степень восстановления несущей способности ремонтируемого элемента. Все ячейки в пределах каждого кольца отвечают фиксированному значению показателя θ, указанному на диаграмме.

Чтобы найти требуемую марку ремонтного бетона, необходимо первоначально выбрать соответствующую круговую диаграмму, ориентируясь на известную марку бетона и глубину ремонтируемого повреждения. Далее надо найти сектор, отвечающий конкретному уровню действующих ремонтных растягивающих напряжений ν, затем, двигаясь от центра до пересечения с кольцом, где указано требуемое значение θ, отыскать ячейку, в которой записана необходимая марка ремонтного бетона.

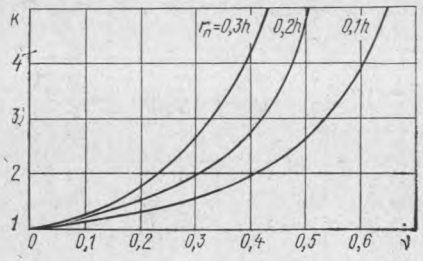


Рис. 81. Зависимость требуемых соотношений модулей упругости ремонтного и основного материалов от относительных ремонтных напряжений (для $\theta=1$)

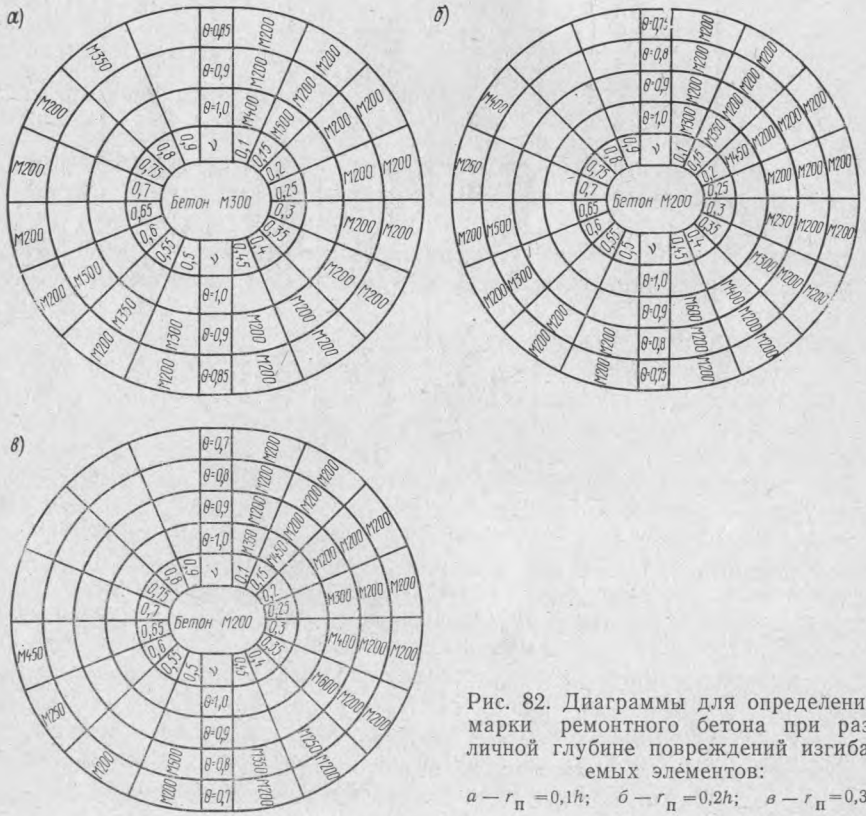


Рис. 82. Диаграммы для определения марки ремонтного бетона при различной глубине повреждений изгибаемых элементов:
$а - r_п = 0{,}1h$; $б - r_п = 0{,}2h$; $в - r_п = 0{,}3h$

Пример. Необходимо полностью восстановить первоначальную несущую способность изгибаемого бетонного элемента, получившего в сжатой зоне повреждение, глубина которого составляет 0,2 первоначальной высоты сечения, т. е. $\nabla=0{,}8$. Материал элемента — бетон М200 ($E_1=24$ ГПа), $R_р=0{,}88$ МПа. Конструкция на ремонтный период значительно разгружена: относительный уровень ремонтных напряжений $\nu=0{,}2$.

Для выбора усиливающего материала необходимо предварительно определить значение κ, при котором будет обеспечено полное восстановление первоначальной несущей способности элемента. По графику (см. рис. 82) или по табл. 24 $\kappa=1{,}45$. Такое значение κ может быть обеспечено при использовании в качестве ремонтного материала бетона М450 ($E_2=34{,}5$ ГПа). При этом $\kappa=34{,}5/24=1{,}44$.

Определив по табл. 25 значение χ, можно далее по формуле (216) найти требуемое расчетное сопротивление ремонтного материала: $R_{рем}=\chi R_р=1{,}04\cdot 0{,}75=0{,}78$ МПа.

Значит, требуемая прочность с большим запасом обеспечивается бетоном М450.

Для решения рассмотренной задачи можно также воспользоваться круговой диаграммой (см. рис. 82, *б*).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Антикоррозионная защита металлоконструкций гидросооружений Минречфлота РСФСР. Технические требования. Схемы покрытий. Технологические процессы. РТМ 212.0090—79 / Минречфлот РСФСР. М.: Транспорт, 1980. 65 с.

2. Бахвалов Г. Т. Защита металлов от коррозии. М.: Металлургия, 1964. 288 с.

3. Безухов Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М.: Высшая школа, 1968. 512 с.

4. Бенуа А. П. Восстановление несущей способности анкерных тяг причальных сооружений. — Реч. трансп., 1975, № 1, с. 45.

5. Бронштейн В. И. Влияние последовательности возведения арочных плотин на их термонапряженное состояние.— Гидротехн. стр-во, 1973, № 7, с. 22—25.

6. Будин А. Я. Тонкие подпорные стенки. Л.: Стройиздат, 1974. 191 с.

7. Будин А. Я. Эксплуатация и долговечность портовых гидротехнических сооружений.— 2-е изд., перераб. и доп. М.: Транспорт, 1977. 318 с.

8. Будин А. Я. Длительная прочность больверков на сплошном ползучем основании.— Гидротехн. стр-во, 1978, № 3, с. 26—27.

9. Будин А. Я. Тонкие подпорные стенки для условий Севера. Л.: Стройиздат, 1982. 288 с.

10. Будин А. Я., Демина Г. А. Набережные. М.: Стройиздат, 1979. 287 с.

11. Будин А. Я., Бенуа А. П. Определение начального натяжения восстанавливаемых анкерных тяг подпорных стенок. Труды ЛИВТ. 1977, вып. 158, с. 119—125.

12. Временные технические указания по ремонту портовых гидротехнических сооружений / Минречфлот РСФСР. М.: Транспорт, 1974. 72 с.

13. Временные технические указания по ремонту бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений в зоне переменного уровня / Минречфлот РСФСР. М.: Транспорт, 1965. 95 с.

14. Временные технические указания по ремонту бетона судоходных гидротехнических сооружений / Минречфлот РСФСР. М.: Транспорт, 1972. 95 с.

15. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 446 с.

16. Гольдин А. Л., Троицкий А. П. Использование метода конечных элементов для расчета напряженно-деформированного состояния треугольного каньона. — В кн.: Известия ВНИИГ. — Л.: Энергия, 1971, т. 95, с. 98—107.

17. Глебов В. Д. Конструкционные полимерные материалы и их применение в гидротехническом строительстве. Л.: Энергия, 1972. 57 с.

18. Гуревич В. Б. Речные портовые гидротехнические сооружения. М.: Транспорт, 1969. 415 с.

19. Гутман С. Г. Остаточные напряжения от наращивания конструкций в нагруженном состоянии.— В кн.: Труды конференции по поляризационно-оптическому методу исследования напряжений. Л.: Изд-во ЛГУ, 1960, с. 131—142.

20. Дуброва Г. А. Устройства, облегчающие нагрузки на гидротехнические сооружения. М.: Машстройиздат, 1960. 176 с.

21. Дятловицкий Л. И., Вайнберг А. И. Формирование напряжений в гравитационных плотинах. Киев: Наукова думка, 1975. 264 с.
22. Зарецкий Ю. К. Теория консолидации грунтов. М.: Наука, 1967. 270 с.
23. Иванов Ф. М. Защита железобетонных транспортных сооружений от коррозии. М.: Транспорт, 1968. 175 с.
24. Инструкция по проектированию морских причальных сооружений. ВСН3—80. / Минморфлот СССР. М.: Транспорт, 1981. 115 с.
25. Кольга В. М., Чекренева М. В. Оценка несущей способности изгибаемых железобетонных элементов с локальными повреждениями.— В кн.: Водные пути и изыскания (Сборник научных трудов молодых специалистов) / ЛИВТ. Л.: 1973, с. 156—163.
26. Красноярский В. В., Цикерман Л. Я. Коррозия и защита подземных металлических сооружений. М.: Высшая школа, 1968. 296 с.
27. Кульмач П. П., Трутаев А. Н., Хаперский В. В. Морские гидротехнические сооружения. Л.: 1975. 478 с.
28. Курочкин С. Н., Мартыненко Ф. А. Больверки с передним экраном для глубоководных причалов.— Трансп. стр-во, 1977, № 7, с. 17—19.
29. Марченко А. С. Морские портовые сооружения на слабых грунтах. М.: Транспорт, 1976, 192 с.
30. Маслов Н. Н. Длительная устойчивость и деформация смещения подпорных сооружений. М.: Энергия, 1968. 160 с.
31. Методические указания по эксплуатации и усилению причальных сооружений, имеющих локальные повреждения / Минречфлот РСФСР. Л.: Транспорт, 1977. 26 с.
32. Методические указания по определению несущей способности существующих причальных набережных / Минречфлот РСФСР. Л.: Транспорт, 1978. 43 с.
33. Мокрушин В. Н., Чекренева М. В. Исследование поляризационно-оптическим методом напряженного состояния восстановленных элементов конструкций.— В кн.: Гидротехническое строительство и сооружения (Сборник статей молодых научных работников) / ЛИВТ. Л.: 1974, с. 85—89.
34. Нерпин С. В., Котов А. И., Раша Д. Н. Основания, фундаменты, инженерная геология. М.: Реч. трансп., 1963. 360 с.
35. Положение о проведении планово-предупредительного ремонта морских и речных портовых, судоходных и судоподъемных гидротехнических сооружений. / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1966. 59 с.
36. Положение о планово-предупредительном ремонте судоходных гидротехнических сооружений / Минречфлот РСФСР, М.: Транспорт, 1970. 104 с.
37. Портовые гидротехнические сооружения / В. Е. Ляхницкий, Н. А. Смородинский, В. К. Штенцель и др.; Под ред. В. Е. Ляхницкого. Ч. 1. Л.: Речной транспорт. 1955. 624 с.
38. Порты и портовые сооружения / Г. Н. Смирнов, Б. Ф. Горюнов, Г. В. Карлович и др.; Под ред. Г. Н. Смирнова. М.: Стройиздат, 1979. 607 с.
39. Правила технической эксплуатации портовых сооружений / Минречфлот РСФСР. М.: Транспорт, 1967. 32 с.
40. Ребров И. С. Работа сжатых элементов стальных конструкций, усиленных под нагрузкой. Л.: Стройиздат, 1976. 176 с.
41. Савин Г. М., Тульчий В. И. Справочник по концентрации напряжений. Киев: Высшая школа, 1976. 410 с.
42. СН 65—76. Инструкция по защите железобетонных конструкций от коррозии, вызываемой блуждающими токами. М.: Стройиздат, 1977. 79 с.
43. СНиП II-56—77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1977. 32 с.
44. СНиП II-28—72. Защита строительных конструкций от коррозии. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1980. 46 с.
45. СНиП II-50—70. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М.: Стройиздат, 1975. 24 с.
46. СНиП II-51—74. Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования. М.: Стройиздат, 1975. 32 с.

47. СНиП II-57—75. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М.: Стройиздат, 1976. 41 с.
48. СНиП II-16—76. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1977. 364 с.
49. СНиП II-55—79. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. М.: Стройиздат, 1980. 41 с.
50. Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. М.— Л.: Госстройиздат, 1963. 295 с.
51. СНиП III-23—76. Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. Правила производства и приемки работ. М.: Стройиздат, 1977. 39 с.
52. Строительная механика / А. В. Дарков, Г. К. Клейн, В. Н. Кузнецов и др.; Под ред. А. В. Даркова. М.: Высшая школа, 1976. 600 с.
53. Техническая эксплуатация портовых сооружений / Г. Б. Андреев, Б. Ф. Горюнов, Л. Ф. Златоверховников и др. Под ред. Б. Ф. Горюнова. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Транспорт, 1974. 352 с.
54. Труды третьего Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ереван: Изд-во Ереванского университета, 1980. 364 с.
55. Указания по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений. ВСН 6/118—74 / Минморфлот СССР. М.: 1976. 83 с.
56. Указания по проектированию причальных набережных. СН-РФ 54.1—68 / Гипроречтранс. М.: 1972. 268 с.
57. Ухов С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. М.: Изд-во МИСИ им. Куйбышева, 1973. 118 с.
58. Флорин В. А. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1959. Т. I. 357 с., т. II. 543 с.
59. Хесин Г. Л., Савостьянов В. Н. Влияние очередности возведения и загрузки на напряженное состояние гравитационных плотин.— Гидротехн. стр-во, 1971. № 7, с. 22—25.
60. Цытович Н. А. Механика грунтов. М.: Высшая школа, 1973. 280 с.
61. Чекренева М. В. Влияние соотношения деформативных характеристик основного и ремонтного материалов на степень восстановления несущей способности сооружений. Труды ЛИВТ, 1975. с. 3—10.
62. Чекренева М. В. Исследование несущей способности элементов конструкций, восстановленных без вывода из напряженного состояния. Труды ЛИВТ, 1974. с. 90—96.
63. Чекренева М. В., Рябцев В. П. Исследование степени восстановления несущей способности изгибаемых железобетонных элементов, отремонтированных без вывода из напряженного состояния.— В кн.: Сооружения водного транспорта и улучшение судоходных условий на реках (Сборник научных трудов) / ЛИВТ, Л.: 1978, с. 168—177.
64. Штенцель В. К., Соколов М. А. Порты и портовые сооружения. М.: Транспорт, 1977. 336 с.
65. Шульман С. Г. Расчеты гидротехнических сооружений с учетом последовательности возведения. М.: Энергия, 1975. 168 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

От авторов 3

I. Причины снижения несущей способности сооружений. Меры по защите сооружений

1. Изменение несущей способности сооружений во времени . 6
2. Снижение несущей способности сооружений вследствие реологических явлений 9
3. Влияние окружающей среды на несущую способность сооружений 25
4. Снижение несущей способности сооружений вследствие механических повреждений 36
5. Защита сооружений от механических повреждений и агрессивного воздействия окружающей среды 39

II. Способы усиления сооружений

6. Выявление необходимости усиления 49
7. Оценка несущей способности сооружений при повреждениях и ослаблениях 61
8. Усиление тонкостенных сооружений 77
9. Усиление гравитационных сооружений 94
10. Усиление свайных сооружений 99

III. Несущая способность усиленных сооружений

11. Зависимость эффективности усиления сооружений от уровня ремонтных напряжений 103
12. Механизм изменения несущей способности усиленных сооружений 110
13. Теоретические основы оценки эффективности усиления сооружений 121
14. Определение эффективности ремонта и усиления изгибаемых элементов сооружений 132
15. Определение эффективности ремонта и усиления сжатых и растянутых элементов сооружений 150
16. Определение эффективности ремонта и усиления элементов сооружений, находящихся в сложном напряженном состоянии 154
17. Рекомендации по проектированию ремонта и усиления сооружений 160
18. Расчетное определение требуемых механических характеристик усиливающих и ремонтных материалов 161

Список литературы 176