МИНИСТЕРСТВО МОРСКОГО ФЛОТА

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГЛУБОКОВОДНЫХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ УГОЛКОВОГО ТИПА

РД 31.31.04—79

МОСКВА · ЦРИА «МОРФЛОТ»
1981

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО МОРСКОГО ФЛОТА

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГЛУБОКОВОДНЫХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ УГОЛКОВОГО ТИПА

РД 31.31.04—79

МОСКВА · ЦРИА «МОРФЛОТ»
1981

РАЗРАБОТАН Одесским филиалом Черноморниипроект Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта (Союзморниипроект)

Зам. директора по научной работе канд. техн. наук **В. С. Зеленский**

Руководитель разработки **А. П. Черепахин**

Исполнитель **А. А. Лифар**

Одесским институтом инженеров морского флота (ОИИМФ)

Проректор по научной работе канд. техн. наук **П. С. Никеров**

Исполнитель канд. техн. наук **П. И. Яковлев**

УТВЕРЖДЕН и введен в действие с 1 ноября 1979 г. приказом директора Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта (Союзморниипроект) от 14 февраля 1979 г. № 23.

Руководство по проектированию глубоководных причальных сооружений уголкового типа. РД 31.31.04—79. М., ЦРИА «Морфлот», 1981. 44 с.

© Центральное рекламно-информационное агентство ММФ (ЦРИА «Морфлот»), 1981 г.

Руководство по проектированию глубоководных причальных сооружений уголкового типа	РД. 31.31.04—79
	Вводится впервые

Приказом Союзморниипроекта
от 14 февраля 1979 г. № 23
срок введения в действие
установлен с 1 ноября 1979 г.

Настоящий руководящий нормативный документ (РД) распространяется на проектирование глубоководных причальных сооружений уголкового типа с внешней анкеровкой, лицевая стенка которых опирается и анкеруется за верх ребер (контрфорсов) фундаментной плиты, возводимых укрупненными блоками или монтируемых из элементов по месту строительства в морских портах и на судоремонтных заводах и относящихся в соответствии с главой СНиП по проектированию морских гидротехнических сооружений к сооружениям I и II классов.

Основные положения РД могут быть использованы при проектировании причальных сооружений III и IV классов.

Основным условием применения глубоководной конструкции набережной уголкового типа является наличие скальных, плотных и средней плотности грунтов или слабых, но специально закрепленных для восприятия расчетных нагрузок, передаваемых сооружением на основание.

Требования РД не распространяются на причальные сооружения, возводимые в сейсмических районах (с сейсмичностью свыше 7 баллов), в зонах вечной мерзлоты, на просадочных и слабых (илы, рыхлые пески и т. п.) грунтах, а также на территориях, подверженных оползням и карстам.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Конструкция глубоководного причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой (рис. 1) состоит из лицевой стенки *1*, опертой на ребра *5* фундаментной плиты *6* и анкеруемой с помощью анкерных связей *7*, элементов внешнего анкерующего устройства (анкерных тяг *3* и анкерующей стенки *4* из плит) и верхнего строения *2*. Фундаментный блок, образуемый фундаментной плитой и ребрами (контрфорсами), устанавливается на каменную постель, подстилаемую щебеночным контрфильтром. До установки и включения в работу внешнего анкерующего устройства устойчивость лицевой стенки обеспечивается с помощью монтажного приспособления (рис. 2,*а*) — в случае монтажа элементов по месту строительства или с помощью стопорного устройства (рис. 2,*б*) — при возведении сооружения укрупненными блоками. Конструкция сооружения предназначена для строительства на закрытых акваториях.

1.2. Засыпка пазухи причального сооружения уголкового типа

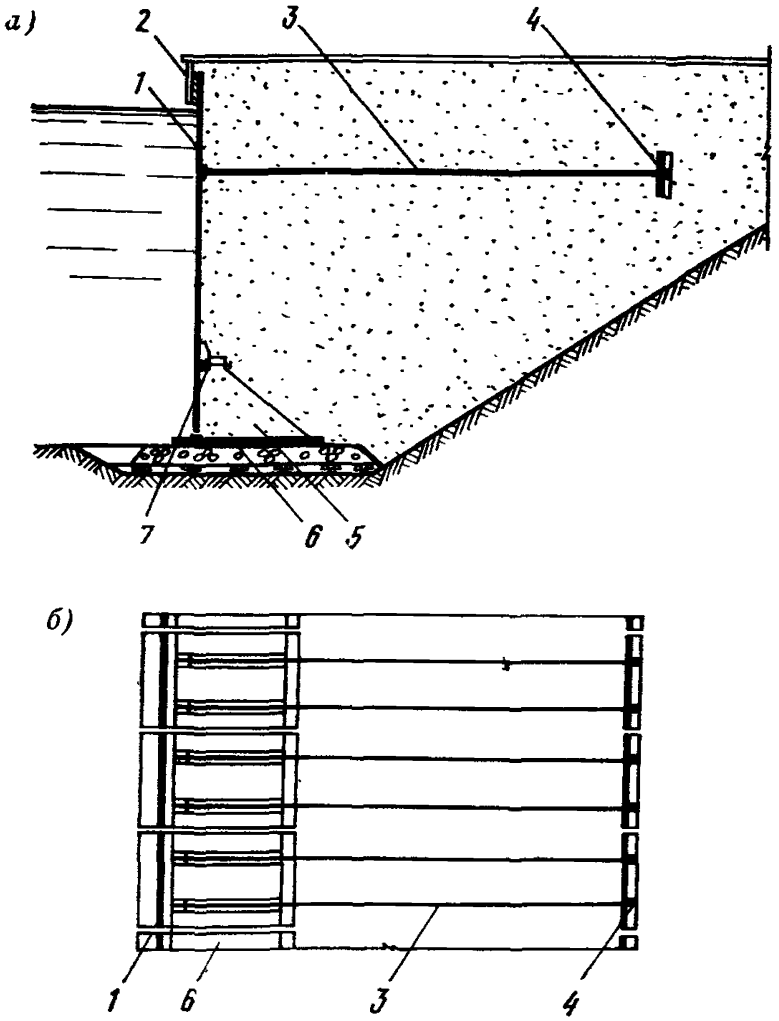

Рис. 1. Схема глубоководного причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой:
а — поперечный разрез; *б* — план

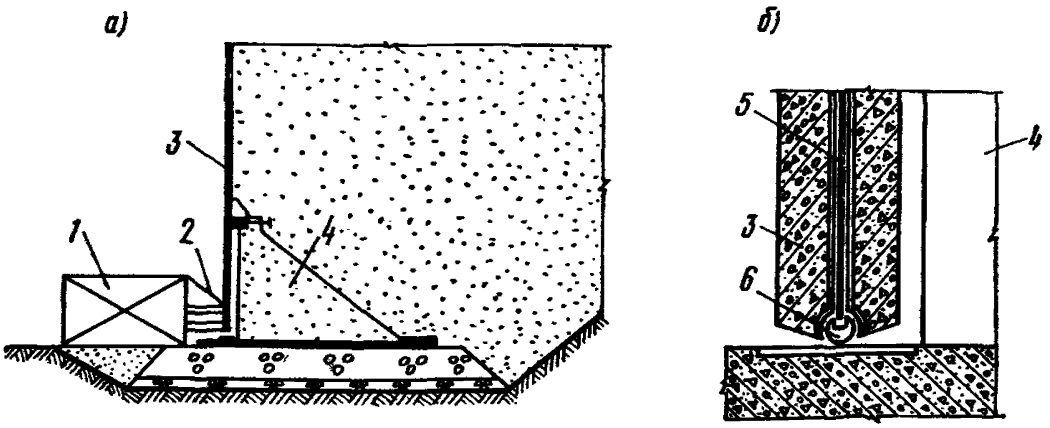

Рис. 2. Схемы монтажных опор лицевой стенки:
а — с использованием бетонного массива; *б* — с использованием стопора: *1* — бетонный массив; *2* — упорный элемент; *3* — лицевая панель; *4* — фундаментная плита с контрфорсом; *5* — стопор; *6* — каток

с внешней анкеровкой должна выполняться в три стадии (рис. 3). На первой стадии засыпки стенка работает на двух нижних опорах. После первой стадии выполняется монтаж внешнего анкерующего устройства, а после второй стадии засыпки исключается из работы монтажная связь. Третья стадия засыпки соответствует проектной отметке территории причала.

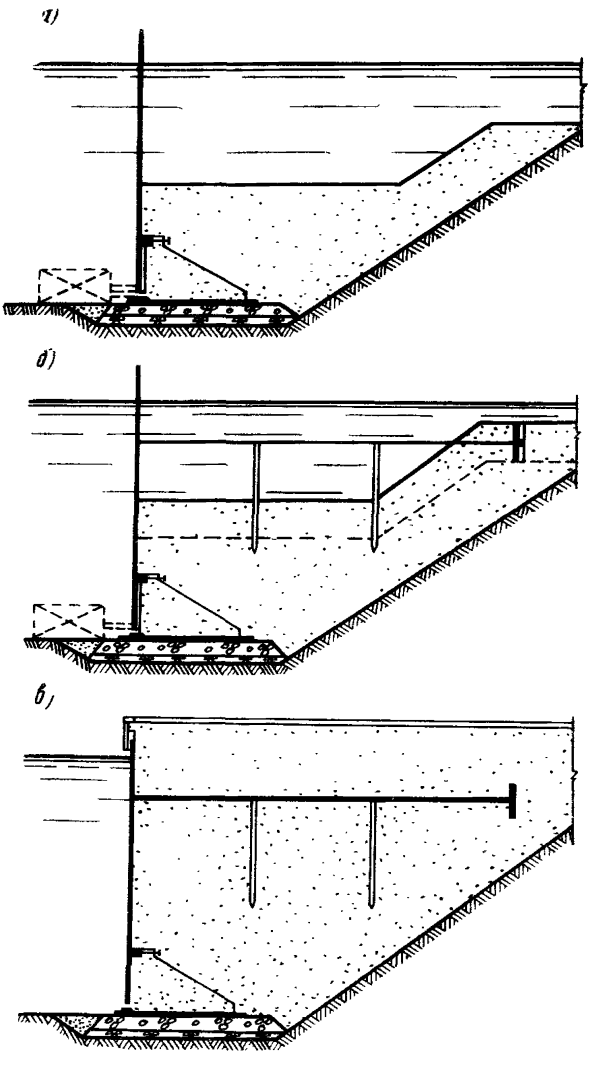

Рис. 3. Стадии образования засыпки:
а — первая; *б* — вторая; *в* — третья

1.3. Основные строительные материалы причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой должны удовлетворять требованиям действующих ведомственных нормативных документов. Выбор конструкции стенки должен осуществляться с учетом конкретных условий строительства и возможностей строительной организации на основании сопоставления технико-экономических показателей вариантов.

1.4. Целесообразность возведения глубоководного причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой устанавливается путем технико-экономического сравнения вариантов конструкций, применяемых в заданных условиях строительства.

1.5. Проект причального сооружения должен разрабатываться на основании исходных данных, определяемых технологической частью проекта, естественными условиями участка строительства, а также условиями производства строительно-монтажных работ. Состав необходимых исходных данных определяется действующими ведомственными нормативными документами.

2. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ

2.1. Общие положения

2.1.1. Расчет глубоководного причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой следует выполнять по методу предельных состояний в соответствии с требованиями главы СНиП на проектирование морских гидротехнических сооружений.

2.1.2. При проектировании сооружения должны быть выполнены следующие расчеты:

по первой группе предельных состояний:

несущей способности — прочности конструктивных элементов — в соответствии с требованиями действующих ведомственных нормативных документов, глав СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений и по проектированию стальных конструкций, а также настоящего РД;

устойчивости по схеме плоского сдвига — в соответствии с требованиями действующих ведомственных нормативных документов и главы СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений и настоящего РД;

общей устойчивости анкерующего массива грунта — в соответствии с требованиями настоящего РД;

общей устойчивости сооружений — в соответствии с действующими ведомственными нормативными документами и настоящим РД;

на температурно-влажностные воздействия — в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений;

на выносливость по многократно-повторным загружениям — в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений;

по второй группе предельных состояний:

осадок, горизонтальных перемещений и углов поворота — в соответствии с главами СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений и по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений;

образования и раскрытия трещин железобетонных конструкций — в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

2.1.3. Расчет основных элементов конструкции производится на действие нагрузок, возникающих в периоды строительства и эксплуатации сооружения и определяемых в соответствии с настоящим РД.

2.1.4. Расчетные коэффициенты следует принимать в соответствии с Инструкцией по проектированию морских причальных сооружений.

Примечание. Приведенные в приложении 1 к настоящему РД значения обобщенных расчетных коэффициентов получены на основании расчетных коэффициентов, определяемых Инструкцией по проектированию морских при-

чальных сооружений, и введены для удобства использования программ автоматизированного расчета.

2.2. Нагрузки и воздействия

2.2.1. Нагрузки и воздействия следует принимать в соответствии с требованиями глав СНиП на нагрузки и воздействия, на нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) и на проектирование морских гидротехнических сооружений.

2.2.2. Нагрузки от ветрового навала и удара судна в расчете сооружения не учитываются, но подлежат учету при расчете прочности надстройки и отбойных устройств. В случаях, когда удельная величина нагрузки от навала или удара судна превышает 0,75 величины анкерной реакции на метр сооружения, необходимо произвести поверочный расчет лицевой стенки. Дополнительный расчет причального сооружения на нагрузки от судов выполняется в соответствии с указаниями действующих ведомственных нормативных документов.

2.2.3. Горизонтальная составляющая швартовного усилия распределяется по длине сооружения, равной длине панелей, омоноличенных с тумбовым массивом. Распределение швартовного усилия оголовком на другие элементы сооружения должно быть обосновано расчетом.

2.2.4. Величина и характер воздействия крановой нагрузки определяются в соответствии с требованиями Норм технологического проектирования морских портов.

2.2.5. Величина и распределение эпюры волнового воздействия определяются в соответствии с требованиями главы СНиП на нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) для строительного и эксплуатационного периодов.

2.3. Расчет усилий в элементах лицевой стенки

2.3.1. Расчет лицевой стенки должен выполняться в вертикальном и горизонтальном направлениях. В вертикальном направлении стенка рассчитывается как балка на двух (трех) опорах. Расчетная схема стенки в горизонтальном направлении должна приниматься в зависимости от конструкции ее элементов:

лицевая стенка (в случае сплошных, в том числе плоских и ребристых, панелей) — плита, опертая в четырех точках;

распределительный пояс (в случае составных панелей в виде наборов из железобетонного и металлического шпунта, свай, труб, двутавров и т. п.) — двухконсольная балка на двух опорах.

Примечание. Приведенные в РД рекомендации по расчету лицевых стенок из составных панелей относятся к панелям в виде набора из металлического шпунта.

2.3.2. Расчет активного давления грунта на лицевую стенку должен выполняться в соответствии с требованиями приложения 3 главы СНиП по проектированию подпорных стен, судоходных шлюзов, рыбопропускных и рыбозащитных сооружений. Угол поверхностного трения материала засыпки по контакту с расчетной плоскостью восприятия давления принимается равным:

$0{,}5\varphi$ — для лицевой стенки;

$0{,}333\varphi$ — для анкерной плиты,

где φ — угол внутреннего трения грунта засыпки.

Примечание. За расчетную плоскость восприятия давления принимается:

средняя плоскость стенки — для лицевой стенки из составных панелей в виде набора из металлического шпунта;

тыловая плоскость панели — для лицевой стенки из сплошных железобетонных панелей в случае расположения центра тяжести сечения в полке;

плоскость, проходящая через центр тяжести таврового сечения, — для лицевой стенки из сплошных железобетонных панелей в случае расположения центра тяжести сечения в ребре лицевой панели.

2.3.3. Расчет в горизонтальном направлении выполняется на полное давление грунта и действие временной нагрузки.

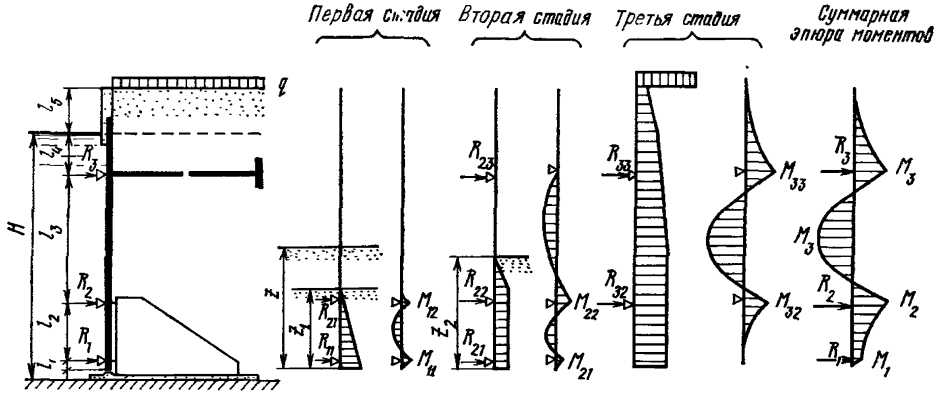

Рис. 4. Схемы к расчету усилий в лицевой стенке

2.3.4. Расчет усилий в вертикальном направлении должен выполняться для трех стадий засыпки (рис. 4):

первой — промежуточной, предшествующей включению в работу внешнего анкерующего устройства, но обеспечивающей достижение максимального усилия в монтажных связях (при условии обеспечения расчетных коэффициентов метода расчета по предельным состояниям);

второй — промежуточной, соответствующей достижению в монтажной связи предельного усилия и включению в работу внешнего анкерующего устройства;

третьей — завершающей, соответствующей полной высоте засыпки.

Примечание. Действие временной нагрузки необходимо учитывать на завершающей стадии.

2.3.5. Высота слоя грунта z_1, соответствующая первой стадии засыпки, определяется из условия прочности монтажной связи (устойчивости монтажного массива) с учетом коэффициента $k_м$ монтажной связи (опоры) решением уравнения

$$z_1^3 - 3z_1^2(l_1 + l_2) + \frac{6R_{11}l_2}{\gamma_2\lambda_a} = 0, \qquad (1)$$

где

$$l_1 + l_2 < z_1 < 2(l_1 + l_2);$$

$$R_{11} = \frac{2}{3}\gamma_2\lambda_a\frac{(l_1+l_2)^3}{k_м l_2}.$$

Примечание. Коэффициент для расчета устойчивости $k_м$ монтажного массива следует принимать равным коэффициенту для расчета прочности монтажной связи по приложению 1.

2.3.6. Усилия на средней опоре, опорные и пролетные моменты на первой стадии засыпки определяются расчетом однопролетной балки с консолями, загруженной активным давлением грунта, отсыпанного на высоту z_1.

2.3.7. Высота грунта z_2, соответствующая второй стадии засыпки, определяется уравнением

$$\left\{\left\{0{,}5(z_2^2 - z_1^2) - \frac{\psi}{l_2+l_3} - \frac{1}{40l_2^2(l_2+l_3)}\left\{20\left[(l_2+l_3)^2 - l_3^2\right]\psi + \right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left. + (z_1-l_1)^5 - (z_2-l_2)^5 + \frac{(l_2+l_3)}{l_3}\left[(z_2-l_1-l_2)^5 - (z_1-l_1-l_2)^5\right]\right\}\right\} \times$$

$$\times \gamma_2\lambda_a - R_{11}(k_м - 1) = 0, \qquad (2)$$

где

$$\psi = (z_2-z_1)\left[z_1(0{,}5z_1 - l_1) + 0{,}5(z_2-z_1)\left(\frac{z_2+2z_1}{3} - l_1\right)\right].$$

2.3.8. Расчет усилий в элементах лицевой стенки, соответствующих второй стадии засыпки, выполняется по расчетной схеме двухпролетной неразрезной балки с двумя консолями. При этом из общей эпюры активного давления грунта должна вычитаться часть давления, воспринятая стенкой на первой стадии засыпки.

2.3.9. Расчет усилий в элементах лицевой стенки, соответствующих третьей стадии засыпки, производится путем расчета однопролетной балки (верхняя и средняя опоры) с двумя консолями. При этом из общей эпюры активного давления вычитается часть давления, воспринятая стенкой на первых двух стадиях засыпки.

2.3.10. Временная нагрузка должна располагаться в соответствии с требованиями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений от линии кордона или линии возможного нагружения по технологическим условиям работы перегрузочных механизмов.

2.3.11. Расчетные значения опорных усилий и опорных и пролетных моментов должны определяться суммированием соответствующих величин по всем трем стадиям засыпки:

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= R_{11} + R_{21} + R_{31}; \\ R_2 &= R_{12} + R_{22} + R_{32}; \\ R_3 &= R_{13} + R_{23} + R_{33}; \\ M_1 &= M_{11} + M_{21} + M_{31}; \\ M_2 &= M_{12} + M_{22} + M_{32}; \\ M_3 &= M_{13} + M_{23} + M_{33}. \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

2.3.12. Нижняя опора должна располагаться на расстоянии 0,2—0,5 м от низа лицевой стенки.

2.3.13. Положение верхней опоры предварительно назначается равным $l_3 = 0{,}3H$, где H — глубина у причала, но не более величины, определяемой требованием, чтобы момент на этой опоре не превышал максимального расчетного значения. Величина максимального расчетного значения изгибающего момента должна определяться из расчета стенки как двухопорной балки, подверженной действию активного давления грунта. Пролет балки должен приниматься равным полной высоте стенки.

2.3.14. Оптимальное положение средней опоры соответствует условию равенства расчетных опорных и максимальных пролетных моментов.

2.3.15. Расчет усилий в элементах лицевой стенки с определением оптимального положения опор рекомендуется выполнять с использованием ЭВМ по программе «Ралис» (приложение 2).

Примечание. Для сокращения времени расчета поиск оптимального положения опор в программе «Ралис» выполняется исходя из условия равенства расчетного пролетного момента и момента на средней опоре.

2.3.16. Жесткость лицевой стенки рекомендуется учитывать путем расчета ее как балки на упругом основании, загруженной расчетными значениями опорных усилий. Величина коэффициента постели принимается на основании опытных данных или определяется аналитическим методом (приложение 5).

2.4. Расчет устойчивости на плоский сдвиг и определение напряжений в основании сооружения

2.4.1. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг и определение напряжений в его основании должны производиться применительно к двум расчетным случаям: при высоте слоя грунта, соответствующей первой стадии (рис. 5,*а*), и при полной высоте засыпки и действии временной нагрузки, соответствующей третьей стадии (рис. 5,*б*).

2.4.2. Величины опорных реакций в лицевой стенке необходимо принимать согласно расчетам усилий в элементах лицевой стенки.

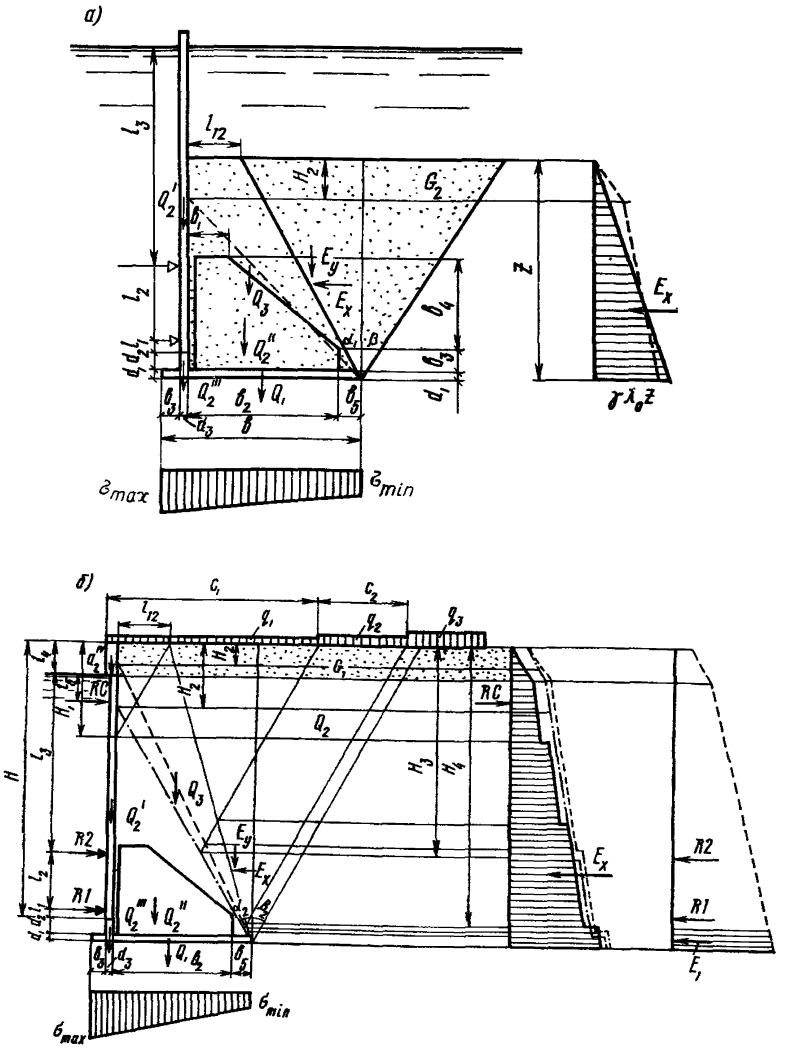

Рис. 5. Схема к расчету устойчивости сооружения на плоский сдвиг:
а — первая расчетная схема; *б* — вторая расчетная схема

2.4.3. Расчетные положения плоскостей обрушения должны устанавливаться подбором соответствующих углов наклона к вертикали плоскостей обрушения с точностью до 0,5° (0,00873 рад), обеспечивающих устойчивость сооружения.

2.4.4. Величины вертикальных и горизонтальных составляющих давления грунта на основание сооружения должны определяться

в соответствии с указаниями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений.

2.4.5. Оценку устойчивости сооружения следует производить по указаниям главы СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений.

2.4.6. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг, соответствующий первой расчетной схеме (см. рис. 5,*а*), должен выполняться на воздействие давления грунта при высоте засыпки z_1, определяемой по п. 2.3.5. Допускается давление грунта определять методом теории предельного равновесия (приложение 7).

2.4.7. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг, соответствующий второй расчетной схеме (см. рис. 5,*б*), необходимо выполнять на воздействие давления грунта при полной высоте засыпки и временную нагрузку, расположенную над всей призмой обрушения засыпки.

2.4.8. Напряжения в основании причального сооружения следует определять в соответствии с требованиями СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений.

2.4.9. Максимальные краевые напряжения не должны превышать нормативного давления на каменную постель, а минимальные — должны быть не меньше нуля. Нормативное давление на каменную постель определяется в зависимости от марочной прочности камня с учетом его водонасыщенности по СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений.

2.4.10. Определение напряжений в основании сооружения первой расчетной схемы (см. рис. 5,*а*) следует выполнять на воздействие грунта засыпки высотой z_1 и веса элементов сооружения.

2.4.11. Определение напряжений в основании сооружения, соответствующих второй расчетной схеме (см. рис. 5,*б*), следует выполнять от воздействия грунтового давления при полной высоте засыпки и веса элементов сооружения в соответствии с требованиями действующих ведомственных нормативных документов.

2.4.12. Величина удерживающего момента относительно переднего ребра вращения, соответствующего второй расчетной схеме (см. рис. 5,*б*), должна определяться с учетом момента от усилий на нижней и средней опорах лицевой стенки. При этом момент от активного давления грунта должен учитываться на участке стенки от нижней грани лицевой панели до подошвы фундаментной плиты.

2.4.13. За оптимальную ширину фундаментной плиты следует принимать такую ширину, при которой обеспечивается устойчивость сооружения на плоский сдвиг в соответствии с требованиями главы СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений. При этом минимальные напряжения под подошвой сооружения должны быть не меньше нуля, а максимальные — не превышать расчетного сопротивления каменной постели.

2.4.14. Расчет оптимальной ширины фундаментного блока рекомендуется выполнять с использованием ЭВМ по программе «Сдвиг» (приложение 3).

2.4.15. Расчет прочности ребра (контрфорса) фундаментного блока производится по расчетной схеме консольной балки переменного сечения на действие силы, равной величине реакции на средней опоре, отнесенной к ширине лицевой стенки, соответствующей расстоянию между ребрами (контрфорсами).

2.4.16. Расчет фундаментной плиты должен производиться с учетом неполноты контакта поверхности плиты с постелью на суммарную нагрузку от реактивного давления постели снизу и от пригрузки сверху от веса сооружения, веса грунта засыпки и временной нагрузки.

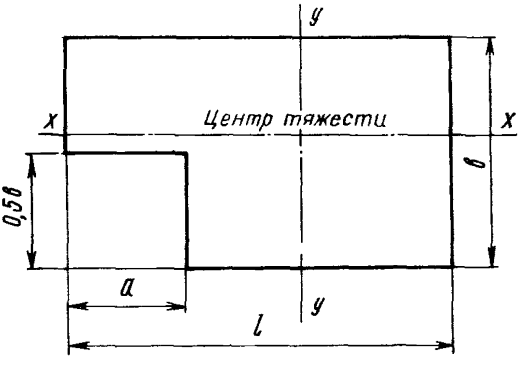

Рис. 6. Схема к учету неполноты контакта

2.4.17. Неполнота контакта должна учитываться исключением из расчета площади фундаментной плиты в размере квадрата $0{,}5b \times a$, как показано на рис. 6. В этом случае краевые нормальные контактные напряжения должны определяться по формуле

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{q}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \qquad (4)$$

где q — сумма вертикальных сил, действующих на основание сооружения;

F — площадь фундаментной плиты с учетом неполноты контакта;

M_x и M_y — моменты от вертикальной составляющей равнодействующей всех нормативных нагрузок относительно соответствующих осей, проходящих через центр тяжести фундаментной плиты, с учетом неполноты контакта;

W_x и W_y — моменты сопротивления площади фундаментной плиты с учетом неполноты контакта относительно соответствующих осей.

2.4.18. Передний выступ фундаментной плиты необходимо рассчитать как консольную балку, а тыловую часть фундаментной плиты — как балку на двух опорах с консолями. При этом необходимо выделять сечение плиты шириной 1 м и загружать нагрузкой, равной интенсивности по суммарной эпюре давления (рис. 7).

2.4.19. Толщина $h_п$ каменной постели определяется по формуле

$$h_п \geqslant \frac{2R^н_{гр} - \gamma_к b}{4\gamma_к} - \sqrt{\left(\frac{2R^н_{гр} - \gamma_к b}{4\gamma_к}\right)^2 - \frac{b\,(\sigma^н_{max} - R^н_{гр})}{2\gamma_к}},$$

где $h_п$ — толщина каменной постели;

$R^{н}_{гр}$ — нормативное сопротивление грунта основания, принимаемое по данным инженерно-геологических изысканий или по СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений;

$\gamma_к$ — объемный вес камня;

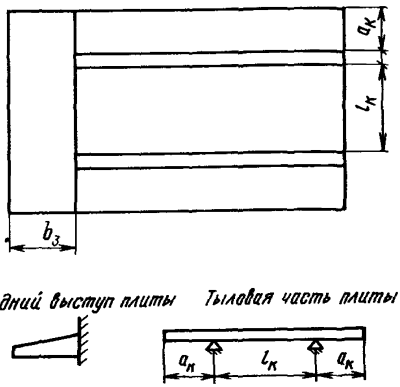

Рис. 7. Схемы к расчету переднего выступа и тыловой части фундаментной плиты

b — ширина блока;

$\sigma^{к}_{max}$ — максимальное краевое напряжение в каменной постели на контакте с основанием сооружения.

2.5. Расчет устойчивости анкерующего массива грунта

2.5.1. Расстояние от линии кордона до анкерной опоры из плит (рис. 8) определяется зависимостью

$$L = B + H_c \operatorname{tg}\beta + t \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (5)$$

где B — ширина фундаментной плиты (без учета передней консоли);

H_c — разность отметок кордона и низа лицевой стенки плиты;

t — разность отметок кордона и низа анкерной опоры;

β — угол наклона к вертикали тыловой плоскости обрушения, полученный на основании расчета сооружения на плоский сдвиг;

φ — угол внутреннего трения грунта засыпки.

2.5.2. В случае, когда по общим компоновочным требованиям (стесненность территории, расположение складских площадей и пр.) допустимо уменьшить расстояние L от линии кордона до анкерной опоры, расчет устойчивости анкерующего массива должен выполняться с учетом следующих условий:

расстояние между линиями пересечения плоскостей выпора и обрушения с поверхностью засыпки не должно превышать ширины фундаментной плиты;

величины расчетных коэффициентов при расчете устойчивости анкерующего массива следует определять в соответствии с указаниями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений или приложения 1 настоящего РД.

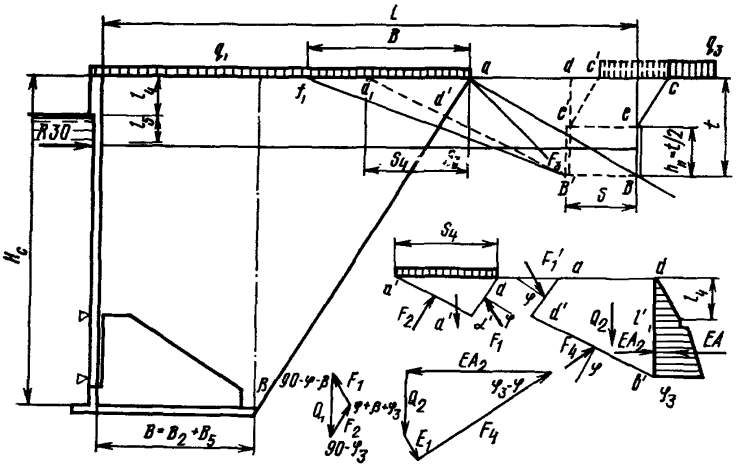

Рис. 8. Схема к расчету положения анкерующей стенки

2.5.3. Временная нагрузка должна располагаться в пределах призмы обрушения на лицевую стенку и за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной плиты.

2.5.4. Усилие в анкерной тяге и элементах ее крепления следует определять по формуле

$$R^* = R_3 l_a, \qquad (6)$$

где R_3 — опорное усилие на верхней опоре, определяемое расчетом лицевой стенки (см. п. 2.3.11);

l_a — шаг анкерных тяг.

2.5.5. Заглубление плит анкерной опоры устанавливается в соответствии с требованиями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений. Высоту плит анкерной опоры рекомендуется принимать равной половине ее заглубления. При соответствующем обосновании допускается применение плит с высотой, отличающейся от рекомендуемой.

2.5.6. В расчете, соответствующем п. 2.5.2, принимается, что призма выпора $a'b'd$ и клин add' (см. рис. 8) находятся в состоянии предельного равновесия.

Примечание. Углы отклонения реакций F_1 и F_4 от нормалей плоскостей ad' и $d'b'$ принимаются равными φ, а направление реакции F_2 с плоскостью $a'd'$ должно совпадать с нормалью плоскости.

2.5.7. Оптимальным следует считать такое положение анкерной опоры, при котором обеспечивается получение нормированного коэффициента запаса устойчивости анкерующего массива с заданной точностью (приложение 1).

2.5.8. Расчет оптимального положения анкерной плиты рекомендуется выполнять с использованием ЭВМ по программе «Анкер» (приложение 4).

2.6. Расчет общей устойчивости причального сооружения

2.6.1. Расчет общей устойчивости причального сооружения должен выполняться в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений.

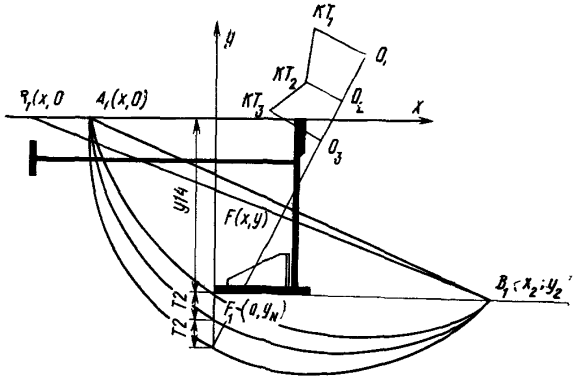

Рис. 9. Схема к расчету общей устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

2.6.2. Расчетное положение временной нагрузки должно устанавливаться согласно требованиям Инструкции по проектированию морских причальных сооружений.

2.6.3. При расположении центра кривой скольжения ниже поверхности засыпки производится перенос поверхности засыпки на отметку с ординатой центра кривой, а вес вышележащего массива грунта должен быть приведен к распределенной нагрузке.

2.6.4. В случае пересечения анкерной тяги кривой скольжения необходимо учитывать момент, создаваемый анкерным усилием относительно центра кривой скольжения, в соответствии с требованиями действующих ведомственных нормативных документов.

2.6.5. При расчете устойчивости кривые скольжения (рис. 9) должны проходить через нижнее ребро тыловой грани фундаментной плиты.

2.6.6. Расчетные коэффициенты для расчета общей устойчивости сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям скольже-

ния назначаются в соответствии с указаниями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений или приложения 1 настоящего РД.

2.6.7. Определение параметров расчетной кривой скольжения рекомендуется выполнять с использованием ЭВМ по программе «Пурс» в соответствии с инструкцией по расчету общей устойчивости гидротехнических сооружений.

2.6.8. При наличии потенциальной (прослойки и т. п.) поверхности возможного сдвига расчет общей устойчивости сооружения необходимо дополнительно производить по методу ломаных поверхностей скольжения (метод горизонтальных сил Берера с учетом влияния сил сцепления в грунте по Н. Н. Маслову) (рис. 10).

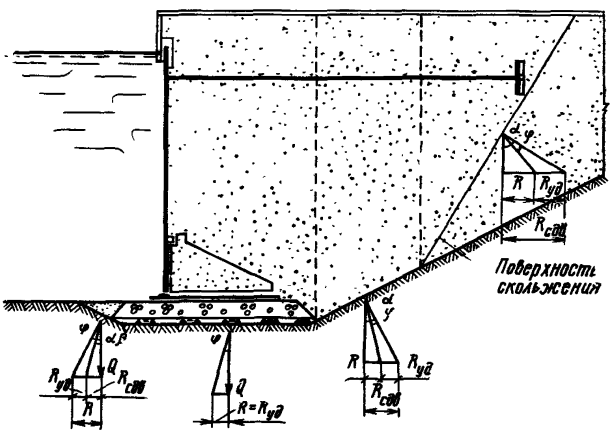

Рис. 10. Схема к расчету общей устойчивости по методу ломаных поверхностей скольжения

Для однородных грунтов основания ниже каменной постели допускается применение метода теории предельного равновесия в соответствии со СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений (приложение 3). В этом случае трапецеидальная эпюра напряжений от сооружения по подошве каменной постели заменяется расчетной равномерной эпюрой шириной

$$B = b - 2e,$$

где b — ширина зоны передачи давления от сооружения на уровне подошвы постели;

e — эксцентриситет равнодействующей всех сил на уровне подошвы постели.

Слой грунта, расположенный выше подошвы постели, рассматривается как пригрузка над зоной выпирания.

2.6.9. Устойчивость сооружения при наличии потенциальной поверхности возможного сдвига необходимо определять по формулам:

$$R_{сдв}=Q_i \operatorname{tg} \alpha_i; \tag{7}$$

$$R_{уд}=\left(Q_i+\frac{c_{0i}b_i}{\operatorname{tg}\varphi_i}\right)[\operatorname{tg}\alpha_i-\operatorname{tg}(\alpha_i-\varphi_i)]; \tag{8}$$

$$k_ф=\frac{\Sigma R_{уд}}{\Sigma \pm R_{сдв}}, \tag{9}$$

где $R_{сдв}$ — активное давление грунта при отсутствии в грунте трения и сцепления;

Q_i — вес расчетного блока единичной длины;

α_i — наклон плоскости скольжения к горизонтальной поверхности;

$R_{уд}$ — часть активного давления, воспринимаемая трением и сцеплением в грунте;

c_{0i} — сцепление грунта;

b_i — ширина расчетного блока;

φ_i — угол внутреннего трения грунта;

$k_ф$ — коэффициент устойчивости.

2.6.10. При пересечении основания блока грунтом с различными физико-механическими характеристиками в расчет принимаются их осредненные значения. Осреднение характеристик должно выполняться по ширине расчетного блока.

2.6.11. При пересечении анкерных тяг плоскостью скольжения необходимо в удерживающих силах дополнительно учесть величину анкерной реакции.

2.6.12. Временная нагрузка должна располагаться только на неустойчивых блоках, т. е. на блоках, у которых сдвигающая сила больше удерживающей.

2.6.13. Величина обобщенного расчетного коэффициента $k_ф$ для расчета устойчивости по методу ломаных поверхностей скольжения должна быть не ниже значения, определяемого приложением 1 настоящего РД.

3. УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

3.1. При проектировании глубоководного сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой необходимо руководствоваться общими конструктивными требованиями действующих ведомственных нормативных документов с учетом дополнительных требований настоящего раздела РД.

3.2. Габариты причального сооружения определяются глубиной у причала, действующими нагрузками, физико-механическими свойствами грунта основания и засыпки на основании прочностных расчетов и расчетов устойчивости.

3.3. Размеры сечений лицевой и фундаментной плит, контрфорсов, распределительных балок устанавливаются на основании рас-

четов их прочности с учетом нагрузок, действующих в строительный и эксплуатационный периоды.

Для предварительных расчетов рекомендуется принимать:

ширину фундаментной плиты — 0,5 H, где H — глубина у причала;

высоту контрфорса — 0,3 H;

толщину полки лицевой панели — 0,20 м;

толщину фундаментной плиты — 0,50 м;

толщину контрфорса — 0,30 м;

сечение распределительных балок — 1,0×0,5 м.

Примечание. Толщина полки лицевой панели указана для сплошных железобетонных панелей. При применении набора из металлического шпунта рекомендуется предварительно принимать набор из шпунта Ларсен V.

3.4. Размеры каменной постели необходимо назначать согласно п. 2.4.19 настоящего РД и действующим ведомственным нормативным документам.

3.5. Размеры щебеночного контрфильтра необходимо назначать, руководствуясь указаниями действующих ведомственных нормативных документов.

3.6. Ширина лицевых панелей вдоль кордона должна приниматься наибольшей из условий технологии заводского изготовления и возможностей подъемно-транспортного оборудования, обслуживающего строительство.

Примечания: 1. В случае монтажа конструкции укрупненными блоками ширина лицевых панелей должна назначаться из расчета веса укрупненного блока.

2. Ширина лицевых панелей из набора металлического шпунта должна обеспечивать возможность равномерной расстановки анкерных тяг.

3.7. Распределительные балки (ребра) необходимо располагать с тыловой стороны панели. Верхняя распределительная балка предназначена для распределения анкерного усилия и закрепления в ней анкерной тяги внешнего анкерующего устройства. Нижняя распределительная балка предназначена для передачи веса лицевой панели на ребро (контрфорс) фундаментной плиты, распределения анкерного усилия и закрепления в ней анкерных тяг.

3.8. Лицевая панель закрепляется двумя анкерными тягами и опирается на два ребра (контрфорса) фундаментной плиты.

Примечание. В случае раздельного монтажа конструкции число анкерных тяг и число контрфорсов может быть увеличено при соответствующем расчетном обосновании.

3.9. Фундаментный блок должен состоять из фундаментной плиты и двух плит ребер (контрфорсов). Соединение элементов фундаментного блока необходимо осуществлять посредством стыка Передерия с омоноличиванием швов бетоном, марка которого не ниже марки бетона элементов.

3.10. Выпуски арматуры необходимо соединять сваркой при помощи накладок или внахлестку с соблюдением указаний по сварке

соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций.

3.11. Рекомендуемые конструкции узлов опирания лицевой панели на контрфорсы представлены на рис. 11. Конструкция узла опирания лицевой панели должна обеспечивать надежное опирание при возможной раздельной осадке лицевой и фундаментной плит при осадке постели и основания. Выбор варианта узла опирания следует выполнять на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Примечание. Допускается применение двух вариантов узла опирания при соответствующем обосновании.

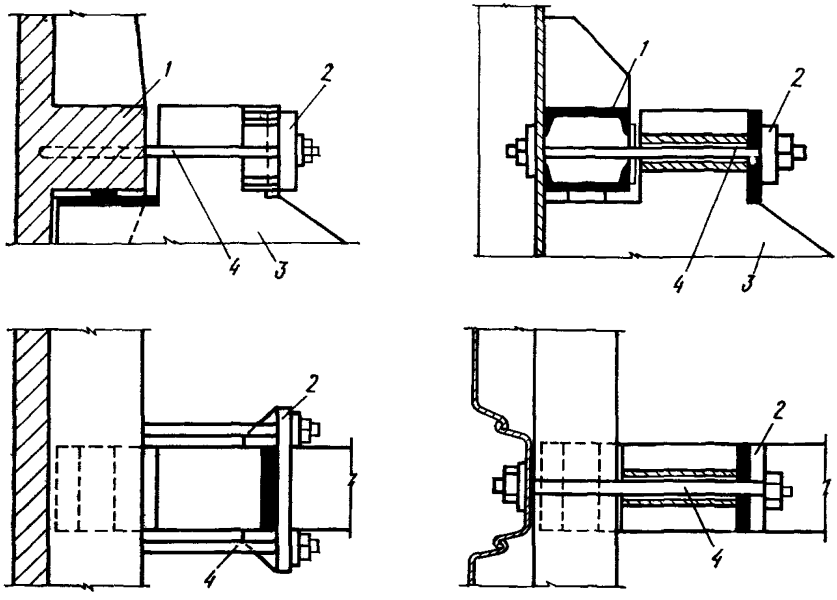

Рис. 11. Варианты опирания лицевой панели:
1 — распределительная балка; *2* — накладка; *3* — контрфорс; *4* — анкерная тяга

3.12. Подбор сечения нижней распределительной балки, элементов крепления ее к лицевой панели и опорной плиты контрфорса необходимо выполнять на основании расчетов прочности при действии веса лицевой стенки, вертикальной составляющей распорного давления при полной высоте засыпки и действии временной нагрузки. Размеры верхнего выступа контрфорса определяются расчетом на прочность при действии усилия на средней опоре, определяемого по формуле

$$R'_a = R_2 k_a l_a, \qquad (10)$$

где R_2 — опорное усилие на средней опоре, определяемое расчетом лицевой стенки (см. п. 2.3.11);

k_a — обобщенный расчетный коэффициент для расчета прочности анкерной связи, определяемый на основании приложения 1 настоящего РД;

l_a — шаг анкерных тяг (контрфорсов).

3.13. Конструкция внешнего анкерующего устройства и требования к ней определяются действующими ведомственными нормативными документами.

3.14. Длина секции причального сооружения должна назначаться в зависимости от геологического строения основания, толщины каменной постели и ширины блока в соответствии с требованиями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений.

3.15. Температурно-осадочные швы в железобетонном верхнем строении следует располагать на расстоянии: не более 45 м — для скального основания при толщине выравнивающего слоя из каменной наброски до 1,5 м, для нескальных оснований при глубине у причала до 13 м — не более 30 м, при глубине 13 м и более — не более 40 м.

Примечания: 1. Увеличение длины секции допускается при соответствующем обосновании.

2. Разбивка на секции должна выполняться с учетом размещения температурно-осадочных швов в местах резкого изменения грунтовых условий, способных вызвать разницу в величинах осадок отдельных частей сооружения.

3.16. Для засыпки пазухи причального сооружения допускается применять песок, содержащий более 90% (по массе) фракций крупнее 0,1 мм, в том числе не менее 50% фракций крупнее 0,1 мм и не менее 50% фракций крупностью 0,25 мм и более.

Допускается применять другие песчаные грунты, вплоть до пылеватых песков, если количество илистых и глинистых частиц с размерами фракций менее 0,1 мм не превышает 5%.

3.17. Конструкция сборно-монолитного верхнего строения должна обеспечивать монолитность секции и состоять из бортовой плиты и элемента омоноличивания. Лицевая поверхность бортовой плиты должна выступать за плоскость лицевой панели в сторону акватории на величину, допускающую крен судна у причала до 3° с учетом выноса отбойного устройства, но не менее 0,3 м.

3.18. Рекомендуется конструкцию уплотнения вертикальных стыков между лицевыми панелями выполнять в соответствии с вариантами, представленными на рис. 12. Выбор конструкции уплотнения стыков следует выполнять на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Примечание. Допускается применение других вариантов уплотнения вертикальных стыков при соответствующем обосновании.

3.19. При монтаже конструкции причального сооружения из отдельных элементов устойчивость лицевой стенки на первой стадии засыпки должна обеспечиваться с помощью инвентарного бетонного массива, вес которого определяется его устойчивостью на сдвиг под действием максимального опорного усилия на нижней

опоре (см. п. 2.3.11) с учетом волновой нагрузки от волны обеспеченностью 50%.

3.20. Мероприятия по повышению долговечности бетонных и железобетонных элементов сооружения необходимо выполнять в соответствии с Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений.

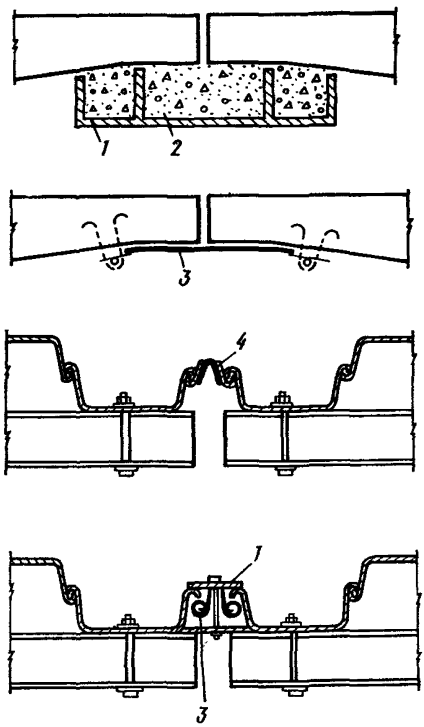

Рис. 12. Варианты конструкций уплотнения вертикальных стыков:
1 — нащельник; *2* — щебеночный контрфильтр; *3* — гибкий изоляционный материал (бидим, полифельд и т. п.); *4* — компенсатор

3.21. Мероприятия по защите от коррозии металлических конструкций и элементов сооружения должны назначаться в соответствии с указаниями Инструкции по проектированию морских причальных сооружений.

3.22. Элементы опирания и анкеровки лицевых панелей на ребра (контрфорсы) фундаментных плит необходимо выполнять из сталей с присадками, обеспечивающими высокую коррозионную стойкость.

Приложение 1
(справочное)

ОБОБЩЕННЫЕ РАСЧЕТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ

Коэффициент для расчета	Класс сооружения											
	I			II			III			IV		
	Сочетание нагрузок и силовых воздействий											
	Основное	Особое	Строительный период	Основное	Особое	Строительный период	Основное	Особое	Строительный период	Основное	Особое	Строительный период
Прочности монтажной связи $k_м = n_c n m_д k_н$	1,33	1,05	1,19	1,27	1,08	1,21	1,29	1,03	1,16	1,17	0,93	0,99
Устойчивости при скольжении по плоскости $k_{сд} = \frac{n_c n m_д k_н}{m}$	1,55	1,10	1,22	1,23	1,11	1,18	1,19	1,06	1,12	1,14	1,07	1,07
Устойчивости анкерной опоры из плит $k_а = \frac{n_c n m_д k_н}{m}$	2,13	1,89	2,00	2,04	1,82	1,92	1,92	1,75	1,85	1,85	1,67	1,79
Устойчивости причального сооружения при скольжении по круглоцилиндрической поверхности $k_у = \frac{n_c n m_д k_н}{m}$	1,02	0,98	1,03	0,98	0,94	0,99	1,00	0,95	0,95	0,96	—	—
Устойчивости причального сооружения при скольжении по фиксированным поверхностям $k_ф = \frac{n_c n m_д k_н}{m}$	1,55	1,10	1,22	1,23	1,11	1,18	1,19	1,06	1,12	1,14	1,07	1,07

Приложение 2
(рекомендуемое)

ПРОГРАММА «РАЛИС» АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ЛИЦЕВОЙ СТЕНКИ

Программа предназначена для расчета в вертикальном направлении элементов лицевой стенки глубоководного причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой.

Определение усилий в элементах лицевой стенки выполняется на основе расчета стенки методами строительной механики при трех расчетных стадиях процесса образования засыпки.

Программа позволяет определять усилия на опорах стенки, опорные и максимальные пролетные моменты в процессе засыпки при заданных геометрических размерах конструкции и обеспечивает поиск оптимального положения опор при условии равенства опорного на средней опоре и максимального пролетного моментов.

Программа разработана на языке АЛМИР применительно к ЭВМ МИР-1. В программе учитываются характеристики двух слоев грунтовой засыпки и действие временной нагрузки не более чем на пяти участках, включая участки с нулевой интенсивностью нагрузки. Выбор материала стенки не ограничивается.

Вывод результатов расчета выполняется при каждом шаге поиска.

Длина программы — 5751_8.

Основные положения алгоритма программы изложены в разд. 2.3 настоящего РД.

Алгоритм поиска оптимального положения опор предусматривает:

определение положения верхней опоры, обеспечивающего требование, чтобы опорный момент на этой опоре не превышал допускаемого значения;

корректировку положения опор с целью выравнивания опорных моментов на средней и верхней опорах;

определение максимального пролетного момента;

корректировку положения опор с целью обеспечения равенства (с заданной точностью) опорного на средней опоре и расчетного пролетного моментов.

Блок-схема программы представлена на рис. П.2.1.

В соответствии с описанием алгоритма расчета и входного языка ЭВМ МИР в программе «Ралис» приняты следующие условные обозначения:

Условные обозначения

По программе	По алгоритму	Наименование обозначения
L1	l_1	Расстояние от нижней опоры до низа лицевой стенки
L2	l_2	Расстояние между нижней и средней опорами
L3	l_3	Расстояние между средней и верхней опорами
L4	l_4	Расстояние от верхней опоры до уровня воды
L5	l_5	Высота надводной части причального сооружения
H	H	Высота подводной части лицевой стенки
G1	γ_1	Объемный вес грунта надводной части засыпки
G2	γ_2	Объемный вес грунта подводной части засыпки
LS	—	Начальный шаг поиска
LA	λ_a	Коэффициент активного давления засыпки
MD	M_p	Максимальный расчетный изгибающий момент в стенке
K	k_a	Обобщенный расчетный коэффициент для расчета прочности монтажной связи

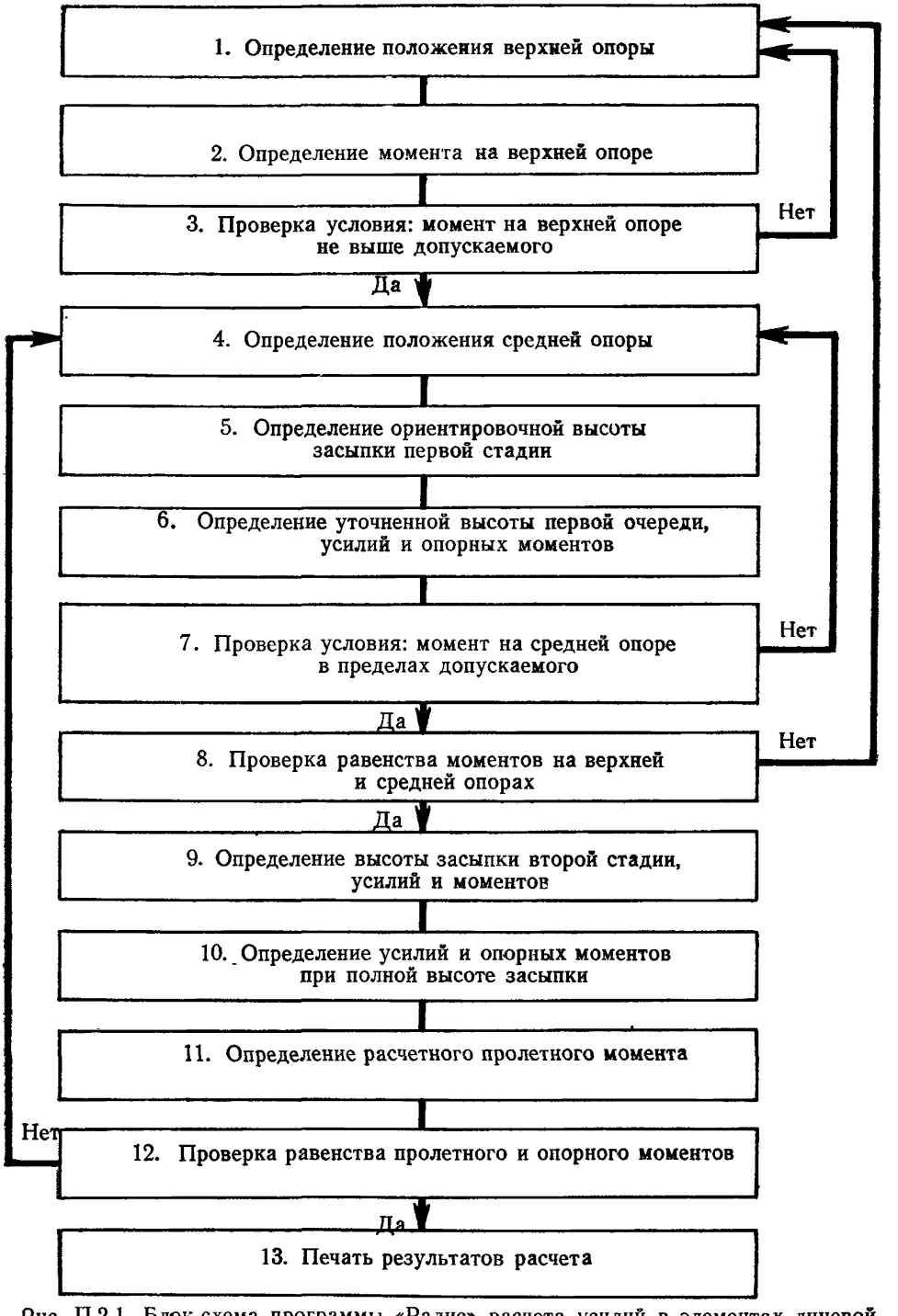

Рис. П.2.1. Блок-схема программы «Ралис» расчета усилий в элементах лицевой стенки

Приложение 2 (продолжение)

По программе	По алгоритму	Наименование обозначения
Z	z	Высота слоев по стадиям засыпки
Z1	z_1	
Z2	z_2	
N	n	Число элементов массива А, характеризующих временную нагрузку $n=2\times K$, где К — количество участков временной нагрузки
R1	R_1	Суммарное усилие в нижней опоре
R11	R_{11}	Усилия в нижней опоре по стадиям засыпки
R21	R_{21}	
R31	R_{31}	
R2	R_2	Суммарное усилие в средней опоре
R12	R_{12}	Усилия в средней опоре по стадиям засыпки
R22	R_{22}	
R32	R_{32}	
R3	R_3	Суммарное усилие в верхней опоре
R13	R_{13}	Усилия в верхней опоре по стадиям засыпки
R23	R_{23}	
R33	R_{33}	
M1	M_1	Суммарный изгибающий момент на нижней опоре
M11	M_{11}	Изгибающие моменты на нижней опоре по стадиям засыпки
M21	M_{21}	
M31	M_{31}	
M2	M_2	Суммарный изгибающий момент на средней опоре
M12	M_{12}	Изгибающие моменты на средней опоре по стадиям засыпки
M22	M_{22}	
M32	M_{32}	
M5	M_5	Максимальный пролетный момент в верхнем пролете
M4	M_4	Максимальный пролетный момент в нижнем пролете
X4	X_4	Положение максимального пролетного момента в нижнем пролете
X5	X_5	Положение максимального пролетного момента в верхнем пролете

Подготовка исходной информации выполняется на основе поперечного разреза причального сооружения, включающего предварительные размеры сооружения (глубину у причала, высоту надводной части, размеры контрфорсов, размеры фундаментной плиты и т. д.) в соответствии с рис. П.2.2, данные о физико-механических характеристиках грунта основания и грунтовой засыпки, данные о временной нагрузке и величине обобщенного расчетного коэффициента для расчета прочности монтажной связи и положении опор лицевой стенки и т. п.

Предварительные размеры сооружения назначаются в соответствии с рекомендациями разд. 3 настоящего РД.

Информация о временной нагрузке вводится в виде массива исходной информации А, в котором каждый участок временной нагрузки задается расстоянием от линии кордона до конца участка и интенсивностью нагрузки.

В результате расчета на каждом шаге поиска на печать выводятся:

положения средней и верхней опор лицевой стенки;

усилия на нижней, средней и верхней опорах по стадиям засыпки;

изгибающие моменты на нижней, средней и верхней опорах по стадиям засыпки;

суммарные усилия и изгибающие моменты на нижней, средней и верхней опорах.

В программе приняты следующие размерности исходных и расчетных величин:

углы	рад
линейные размеры	м
временная нагрузка	тс/м^2
анкерные усилия, реакции	тс/м стенки
объемный вес	тс/м^3
изгибающие моменты	тс·м

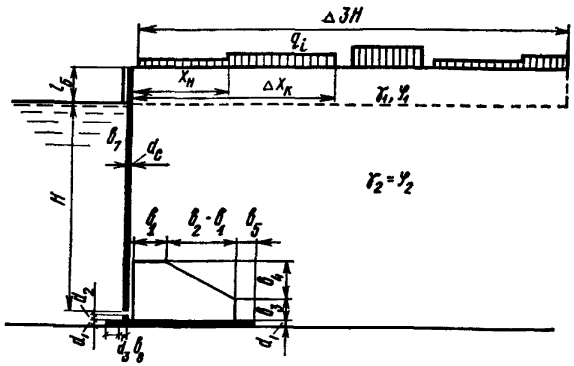

Рис. П.2.2. Схема к составлению задания на расчет

```
""5.ВЫВ""ПР"25,[Р А Л И С — 1],"СТРО";1.ТА=TG(.785—F/2);"ДЛ"I=1
"III"2"ВЫП"(A[I]=A[I]/TA;A[I+1]=A[I +1]×LA;"Е"A[I]≥H+L5"ТО"
(A[I]=H+
L5;V=I;"НА"23));23.G3=G1×LA;I1=0;J1=0;J2=0;G4=G2×LA;G5=Q×LA;
G6=G
3×L5;G7=G6+G5;G8=G4×H+G7;L4=H/6;LD1=LS;L2=H/6;2.MB=
G5×L5×(L5/2+L
4)+G6×L5×(L5/3+L4)/2+G7×L4↑2/2+G4×L4↑3/6;3.L12=L1+L2;
K1=0;K2=0;K
3=0;У=0;Q1=0;U=0;L54=L5+L4;L3=H+L5—L12;"ДЛ"I=1"Ш"2"ДО"
V+1"ВЫП"(A
=(A[I]—У)×A[I+1];Q1=Q1+A;"Е"A[I]≤L54"ТО"(K3=K3+A×
(L54—(A[I]+У)/2
))"ИН"("Е"U<1"ТО"(K3=K3+ A[I+1]×(L54—У)↑2/2;U=1));"Е"A
[I]≤L3"ТО"(
K2=K2+A×(L3—(A[I]+У)/2))"ИН"("Е"U<2"ТО"(K2=K2+A
[I+1]×(L3—У)↑2/2;
U=2);"Е"У≥L3"ТО"(У1=У)"ИН"(У1=L3);K1=K1+A[I+1]×
((A[I]+У1)/2—L3)×
(A[I]—У1));У=A[I]);F3=(K2—K1)/(L3—L54);F2=Q1—F3;K2=K1;
M3=MB+K3;"
Е"M3>MD"ТО"(L4=L4—LS;"НА"2);Z=2×L12;R1=G4×Z↑2×
(L12—Z/3)/(2×L2);R
11=R1/K;DR=R1—R11;A=—3×L12;C=6×R11×L2/G4;"ДЛ"Z1=
L12+LS"Ш"01"ВЫП
"(У=Z1↑3+A×Z1↑2+C;"Е"У>—LS"ТО"("Е"У≤LS"ТО" ("НА"5)));
5.L3=H—L12—L
4;L23=L2+L3;Z11=Z1—L12;R12=G4×Z1↑2/2—R11;M12=G4×
Z11↑3/6;M11=G4×Z
1×L1↑2/2—G4×L1↑3/6;LD=LS;Z2=Z1;6.Z2=Z2+LD;X=Z2—Z1;
У=Z1+X/2;P=G4×
```

```
X;RD=(L12↑2×L3×(4×L3+3×L12)—(Z2—L12)↑2×(2×L3—Z2+L12)↑2)
×P/(8×L3×
L12×(L3+L12));"E"RD>.95×DR"TO"("E"RD<1.05×DR"TO"("HA"7);
LD=LD/2;("HA"6);7.M22=L12×(P×L12/2—RD);B=G4×Z2;C=G8—B;M32=
C×L12↑2/2;M2=K2
+M22+M32;"E"ABS(M2)>MD"TO"(L2=L2—LS;"E"J1=1"TO"("СТОП");
"E"L2=L1
"TO"("СТОП");"HA"8);12.("E"ABS(M2)>1.05×ABS(M3)"TO"
("E"J2=2"TO"(
LD1=LD1/2);L4=L4+LD1;I1=1;"E"L4>H/3"TO"(L4=H/3;L2=
L2+LD1;I1=0;J1
=1);J2=1;"HA"2);"E"ABS(M2)<.95×ABS(M3)"TO"("E"J2=1"TO"
(LD1=LD1/2
);L4=L4—LD1;I1=1; "E"L4<0"TO"(L4=0;L2=L2—LD1;I1=0);
J2=2;"HA"2));R
23=(2×RD×L12—P×(L12↑2—(Z2—L12)↑2))/(2×L3);R21=RD;
R22=P×Z2—RD—R23
;Z31=Z2—L12;Z32=L3—Z31;R32=(C×L3↑2/2—G4×Z32↑3/6+C×L12
×(L12/2+L3)
—M3)/L3;R33=C×Z2+(G7+C)×(L4+Z32)/2+(G5+G7)×L5/2—R32;
M31=C×L1↑2/2
;R1=R11+R21;R2=R12+R22+R32+F2;R3=R23+R33+F3;M1=K1+M11
+M31;"ВЫВ"L
2,"ПР"3,L4,"СТРО",R1,"ПР"2,R2,"ПР"2,R3,"СТРО",M1,"ПР"2,M2,"ПР"2,
M3,"СТРО";K1=L54;P=G6+G4×(L4—LS/2);U=0;У=0;Q1=G6×
(L5/2+L4)+G4×L4
↑2/2—R3;"ДЛ"I=1"Ш"2"ВЫП"("E"A[I]≤L54"TO"(Q1=(A[I]—У)×
A[I+1]+Q1)"
ИН"("E"U<1"TO"(Q1=Q1+A[I+1]×(L54—У);U=1);8.K1=K1+LS;
P=P+G4×LS;"E
"K1≤A[I]"TO"(Q1=Q1+(P+A[I+1])×LS;"E"Q1≥0"TO"(X5=
H+L5—K1;"HA"9);"
HA"8));У=A[I];9.U=1;M5=G6×(L5×(K1—2×L5/3)+(K1—L5)↑2)/2
+G4×(K1—L
5)↑3/6—R3×(K1—L54);I=—1;У=0;10.I=I+2;"E"I<U"TO"(M5=
M5+A[I+1]×(A[
I]—У)×(K1—(A[I]+У)/2);У=A[I];"HA"10);M5=M5+A[I+1]×
(K1—У)↑2/2"ВЫ
В"M5,"ПР"2,X5,"СТРО";"E"ABS(M5)>.95×ABS(M3)"TO"("E"ABS
(M5)<1.05×
ABS(M3)"TO"("HA"13);L2=L2+LD1;I1=0;"HA"3);L2=L2—LD1;
I1=0;"HA"3;1
3."СТОП"
"ГДЕ"J=1;F=.5236;H=17.25;L1=.25;L5=2.5;Q=0;G1=1.8;G2=1;L
A=.333;LS=.2;K=1.5;MD=40;A[10]=14.25,4,20.25,6,22,10,32,10,35,10
"K" ◇
```

Приложение 3
(рекомендуемое)

ПРОГРАММА «СДВИГ» АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА ШИРИНЫ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ

Программа предназначена для определения ширины фундаментной плиты глубоководного причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой.

Определение ширины фундаментной плиты основано на расчетах устойчивости сооружения на плоский сдвиг и распределения напряжений в основании сооружения.

Программа позволяет определять обобщенный расчетный коэффициент для расчета устойчивости сооружения на плоский сдвиг, углы наклона плоскостей обрушения, максимальное и минимальное напряжения в основании сооружения при заданных геометрических размерах конструкции и обеспечивает поиск оптимальной ширины фундаментной плиты при заданных значениях обобщенного расчетного коэффициента и напряжениях в основании сооружения.

Программа разработана на языке АЛМИР применительно к ЭВМ МИР-1.

В программе учитываются характеристики двух слоев грунтовой засыпки, действие временной нагрузки, число участков которой не должно превышать пяти. Выбор материала и конструкции лицевой стенки причального сооружения не ограничивается. В программе принято, что фундаментная плита и контрфорсы изготавливаются из железобетона.

Длина программы — 6004_8.

Основные положения алгоритма программы изложены в разд. 2.4 настоящего РД.

```
""5.1."ВЫВ""ПР"15;"ВЫВ"[С Д В И Г — 3],"СТРО";J=0;H12=H+L5—L1—L
2;HD=H+D1+D2;L3=H12—L5—L4;D=F;T=B8+D3;10.Q1=N1×
D4×.75/LB;9.(I1=0
;SH=.1396;AH=SH;AK=.7;BH=.279;BK=.7);Q2=Q1×(B2×(2×B3
+B4)+B1×B4);
M2=Q1(3×T×(2×B2×B3+B4×(B1+B2))+3×B3×B2↑2+B4×(B1↑2
+B2↑2+B1×B2))/
3;Q1=GS×H×N/LB;Z1=Z+D1+D2;M2=M2+Q1×(T—5×(B0+B7);
Q2=Q2+Q1;Q1=1.
5×D2×D3;M2=Q1×(B8+D3/2)+M2;Q2=Q2+Q1;E1=G2×LA×Z1↑2/2;
E11=E1×Z1/3;
I=1;L=Z;H4=0;2.KCD=100;BF=B2+B5;B=BF+T;Q1=1.5×B×D1;4.
"ДЛ"BE=BH"Ш"
"SH"ДО"BK"ВЫП"(TB=TG(BE);TBF=TG(BE+F);"ДЛ"A=AH"Ш"
SH"ДО"AK"ВЫП"(T
A=TG(A);TAD=TG(A+D);L12=L×TA;RC=0;A1=B—T—L12;AB=
TA+TB;LX=AB/(TBF
+TAD);EX=0;"E"L12<BF"TO"(H1=A1/TB;H2=0;"E"H1>L"TO"
(H1=L);A2=A1)"
ИН"(H1=0;H2=—A1/TA;A2=0;LX1=TB/TBF);S=L5—H2;"E"I>1
"TO"(RC=R3;EX=
0;GL=0;Q3=0;H3=0;H4=0;H5=H2;"ДЛ"I2=1"Ш"2"ДО"N2"ВЫП"
(У=C[I2]/TB;"
E"C[I2]<A1"TO"(E=H4)"ИН"(E=(C[I2]—A1)/AB);"E"У>H1"TO"
(У=H1);RC=R
C—LA×C[I2+1]×(У—H3)×(H12—(У+H3)/2)/L3;H3=У;"E"E<H2
"TO"(EX=EX+C[I
2+1]×(E—H4);H4=E)"ИН"(EX=EX+C[I2+1]×(H2—H4);"E"E
>L"TO"(E=L);H4=H
2;GL=GL+C[I2+1]×(E—H5);H5=E));"E"L12>BF"TO"("E"H2<L5
"TO"(EX=LX1×
(EX+.5×G1×H2↑2);GL=G1×S×(L—.5×(L5+H2))+G1×H2×
(L—H2)+G2×(L—H2)↑2/
2+GL;Q3=G1×S↑2×TA/2+G2×(BF+TA×S)×(L—L5)/2;"HA"5);
EX=LX1×(G4×(H2—
L5/2)+G2×(—S)↑2/2+EX);GL=(G4+G2×(—S))×(L—H2)+G2×
(L—H2)↑2/2+GL;Q3
=G2×(L—H2)×BF/2;"HA"5)"ИН"(A2=2×A1+L5×TA;Q3=(G1×
L5×A2+G2×(A2+TA×
L)×(L—L5))/2;GL=G4×(L—.5×L5)+G2×(L—L5)↑2/2+GL;"HA"5));
"E"L12<BF"
TO"(EX=G2×LX1×H2↑2/2;GL=G2×(L—H2)↑2/2;Q3=G2×(L—H2)×BF/2;
"HA"5)"И
H"(Q3=G2×(2×A1+L12)×L/2;GL=G2×L↑2/2;J1=0;J2=1);5.
EX=EX+LX×GL;EУ=
```

```
EX×TAD;E=EX—RC;"E"E≤0"TO"("HA"3);У=EУ+Q1+Q2+Q3;
KC=У×FC/E;3."E"KC
<KCD"TO"(A5=A;BE1=BE;KCD=KC)));BE=BE1;A=A5;I1=I1+1;
"E"I1<4"TO"(A
H=A—SH;AK=A+SH;BH=BE—SH;BK=BE+SH;SH=SH/2;"HA"4);
"ВЫВ""СТРО",I,"П
Р"3,B2,"ПР"3,B5;"ВЫВ""TA"1,A,BE,KCD;"E
"KCD<KD"TO"(6."E"J=2"TO"(SD=SD/2);B5=B5+SD;J=1);"HA"
2);"E"I>1"
TO"("E"KCD>1.05×KD"TO"("E"J=1"TO"(SD=SD/2);B5=B5—SD;
J=2;J1=1;"E
"B5<0"TO"(B5=0;B2=B2—SD;"HA"10);"HA"2));"E"I>1"TO"
("HA"7);8.BF=
B2+B5;B=BF+T;Q3=(B—T)×L×G2;PL=.5×BF+T;M3=Q3×PL;
Q1=1.5×B×D1;M1=Q
1×.5×B;SQ=Q1+Q2+Q3;MQ=M1+M2+M3;MQ1=MQ—E11;E=.5×
B—MQ1/SQ;A1=SQ/B
;A2=A1×6×E/B;GX=A1+A2;GN=A1—A2;"ВЫВ""СТРО",GN,"ПР"2,
GX;"E"GX>GD
"TO"("ИДТИ""HA"6;"HA"8);"E"GN<0"TO"("ИДТИ""HA"6;"HA"8);J2=J2+1;
"E"J2=3"TO"("HA"11);"E"J1=1"TO"(J1=0;"HA"11);A1=2.5×L5×(B6+B7);
M2=M2+A1×(T—.5×(B6+B7));Q2=Q2+A1;I=2;L=HD+L5;G4=
G1×L5;"ИДТИ""HA
"9;"HA"2;7.A=0;P1=0;"ДЛ"12=1"Ш"2"ДО"N2"ВЫП"("E"C[12]
<BF"TO"(P1=
P1+C[I2+1]×(C[I2]—A);A=C[I2])"ИН"(P1=P1+C[I2+1]×(BF—A);
A=BF);"E
"C[I2]>(BF+HD×TB)"TO"(P2=C[I2+1]));L=(P1/BF+G4+G2×
(HD—D1))/G2;E
11=R1×(D1+D2+L1)+R2×(D1+D2+L1+L2)+D2×LA×(P2+G4
+G2×H+.5×G2×D2);"
HA"8;11."E"J1=1"TO"("HA"10) ◇
"ГДЕ"N=17;N1=3;N2=10;LB=7.14;F=.5236;H=17.25;L1=.25;L2=3.275;L4
=2
.87;L5=2.5;R1=1.98;R2=60.89;R3=42.81;B1=1.5;B2=7;B3=1;B4=2.6;B5
=1
;B6=6;B7=.4;B8=1;D1=.4;D2=.35;D3=.4;D4=.5;G1=1.8;G2=1;GS=.872;
LA
=.333;KD=1.3;GD=50;FC=.5;SD=.8;Z=2×(L1+L2);C[10]=1.57,0,2.92,12
,1
4.25,4,20.25,6,25,10"K" ◇
```

Величины опорных реакций и положения опор лицевой стенки определяются по результатам расчета лицевой стенки (см. инструкцию к программе «Ралис», приложение 2 настоящего РД).

Алгоритм поиска оптимальной ширины фундаментной плиты предусматривает:

определение ширины фундаментной плиты, обеспечивающей устойчивость причального сооружения на плоский сдвиг и максимальные расчетные значения краевых напряжений в основании при первой расчетной схеме образования засыпки (см. п. 2.4.1);

определение ширины фундаментной плиты, удовлетворяющей требованиям, чтобы при полной высоте засыпки и действии временной нагрузки минимальный обобщенный коэффициент для расчета устойчивости сооружения на плоский сдвиг находился в 5%-ном интервале заданного нормированного значения коэффициента, максимальные краевые напряжения были не больше расчетного сопротивления каменной постели а минимальные краевые напряжения не были отрицательными.

Блок-схема программы представлена на рис. П.3.1.

В соответствии с описанием алгоритма расчета и входным языком ЭВМ МИР в программе «Сдвиг» приняты следующие условные обозначения:

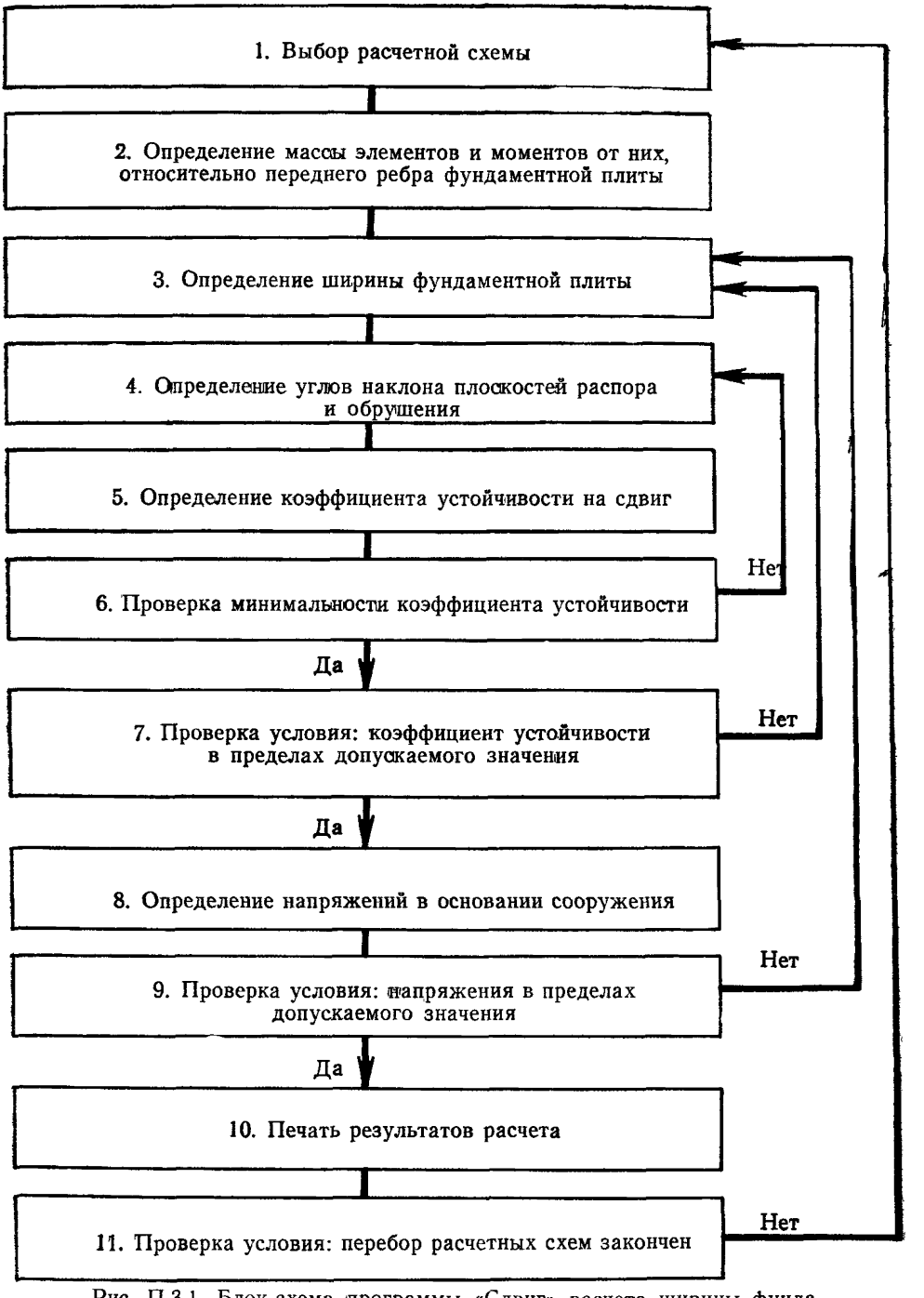

Рис. П.3.1. Блок-схема программы «Сдвиг» расчета ширины фундаментной плиты

Условные обозначения

По программе	По алгоритму	Наименование обозначения
B1	b_1	Ширина контрфорса по верху
B2	b_2	Ширина контрфорса по низу
B3	b_3	Высота тыловой грани контрфорса
B4	b_4	Высота скошенной части контрфорса
B5	b_5	Тыловая консоль фундаментной плиты
B6	b_6	Толщина лицевой стенки
B7	b_7	Ширина выступающей части
B8	b_8	Передняя консоль фундаментной плиты
D1	d_1	Толщина фундаментной плиты
D2	d_2	Высота упора фундаментной плиты
D3	d_3	Ширина упора фундаментной плиты
D4	d_4	Толщина контрфорса
кД	$k_{сд}$	Значение обобщенного расчетного коэффициента для расчета устойчивости сооружения на плоский сдвиг
GD	G	Расчетное сопротивление каменной постели
FC	f	Коэффициент трения сооружения по каменной постели
SD	—	Начальный шаг поиска
N	n	Число элементов в лицевой панели
N1	n_1	Число контрфорсов
N2	n_2	Число элементов массива С, характеризующего временную нагрузку $n_2=2\times к$, где к — число участков временной нагрузки
A	α	Угол между вертикалью и разделяющей (кордонной) плоскостью обрушения
BE	β	Угол между вертикалью и тыловой плоскостью обрушения
KCD	$k_{сд}$	Текущий расчетный коэффициент для расчета устойчивости сооружения на плоский сдвиг
GN	σ_{min}	Минимальное напряжение в основании сооружения
GX	σ_{max}	Максимальное напряжение в основании сооружения

Остальные условные обозначения приведены в приложении 2 настоящего РД.

Подготовка исходной информации выполняется на основе поперечного разреза причального сооружения, включающего предварительные размеры сооружения (приложение 2), данные о значениях обобщенного расчетного коэффициента для расчета устойчивости сооружения на плоский сдвиг, давления в основании сооружения.

Информация о временной нагрузке вводится в виде массива исходной информации С, в котором каждый участок временной нагрузки задается расстоянием от линии кордона до конца участка и интенсивностью нагрузки.

В результате расчета на каждом шаге поиска на печать выводятся:

ширина контрфорса по низу и размер тыловой фундаментной плиты;

угол между вертикалью и кордонной плоскостью обрушения;

угол между вертикалью и тыловой плоскостью обрушения;

величина текущего расчетного коэффициента для расчета устойчивости на плоский сдвиг по каждой расчетной схеме;

максимальное и минимальное напряжения в основании набережной по каждой расчетной схеме.

В программе приняты следующие размерности исходных и расчетных величин:

угол	рад
линейные размеры	м
временная нагрузка	тс/м^2
объемный вес грунта	тс/м^3
изгибающий момент	тс·м
напряжение	тс/м^2

Приложение 4
(рекомендуемое)

ПРОГРАММА «АНКЕР» АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА ПОЛОЖЕНИЯ АНКЕРУЮЩЕЙ СТЕНКИ

Программа предназначена для расчета высоты и положения анкерующей стенки из плит.

Определение высоты и положения анкерующей стенки основано на расчете устойчивости анкерующего массива в условиях стесненности территории (см. п. 2.5.2).

Программа позволяет определить исходное (в соответствии с требованиями норм) и расчетное положения анкерующей стенки, высоту, заглубление и обобщенный расчетный коэффициент устойчивости анкерующей стенки при условии ее приближения к линии кордона.

Программа разработана на языке АЛМИР применительно к ЭВМ МИР-1. Длина программы — 3772_8.

Основные положения алгоритма программы изложены в разд. 2.5 настоящего РД.

Величины опорных реакций лицевой стенки определяются по результатам расчета лицевой стенки (см. инструкцию к программе «Ралис», приложение 2), а угол между вертикалью и тыловой плоскостью обрушения — по результатам расчета ширины фундаментной плиты (см. инструкцию к программе «Сдвиг», приложение 3).

Алгоритм поиска расчетного положения анкерующей стенки предусматривает расчет устойчивости анкерующей стенки в процессе последовательного приближения последней к линии кордона. В качестве расчетного принимается такое положение стенки, которое обеспечивает получение нормативного значения обобщенного расчетного коэффициента устойчивости.

Блок-схема программы представлена на рис. П.4.1.

В соответствии с описанием алгоритма расчета и входным языком ЭВМ МИР в программе «Анкер» приняты следующие условные обозначения.

Условные обозначения

По программе	По алгоритму	Наименование обозначения
C1	c_1	Расстояние от линии кордона до начала переходной зоны временной нагрузки
C2	c_2	Расстояние от линии кордона до начала тыловой зоны временной нагрузки
P2	q_2	Интенсивность нагрузки переходной зоны
P3	q_3	Интенсивность нагрузки тыловой зоны
KD	k_a	Нормативное значение обобщенного расчетного коэффициента устойчивости анкерных плит
S	s	Расстояние между положением анкерной плиты, установленным по нормам, и расчетным положением



Рис. П.4.1. Блок-схема программы «Анкер» расчета положения анкерующей стенки

По программе	По алгоритму	Наименование обозначения
S4	s_4	Расстояние между точками выхода плоскостей выпора, определенных по нормам и расчету
F3	f_3	Угол наклона к вертикали плоскости выпора, определенный по расчету
EA	E_a	Равнодействующая активного давления грунта, определенная по нормам
EP	E_p	Равнодействующая пассивного давления грунта, определенная по нормам
T1	t	Отметка низа анкерной плиты
P11	—	Интенсивность нагрузки на призме выпора анкерной плиты
S1	L	Расстояние от линии кордона до анкерной плиты
НП	$h_п$	Высота анкерной плиты
EA2	—	Минимальное значение равнодействующей пассивного давления грунта
K	—	Текущий расчетный коэффициент устойчивости

Остальные условные обозначения приведены в приложениях 2 и 3.

Подготовка исходной информации выполняется на основе поперечного разреза причального сооружения (см. приложение 2):

В результате расчета на печать выводятся:

положение анкерующей стенки, величины равнодействующих активного и пассивного давлений грунта, определенные по нормам;

положение анкерующей стенки, минимальное значение текущего расчетного коэффициента устойчивости анкерной плиты, высота плиты и минимальное значение равнодействующей пассивного давления грунта, определенные по расчету.

В программе приняты следующие размерности исходных и расчетных величин:

угол	рад
линейные размеры	м
временная нагрузка	тс/м^2
объемный вес	тс/м^3
давление	тс/м^2

```
""5.1.I=0;"ВЫВ""ПР"25,[А Н К Е Р],"СТРО";RA=R3×KD;"ВЫВ"RA,
"СТРО";G4=G1×L4;TF1=TG(B);TF2=TG(A);SF1=COS(B+F);
CF1=√(1—SF1↑2
);T1=L4+L5+.5;J=0;2.S1=B2+B5 +(H+D1)×TF1+T1×TF2;S2=0;
EP1=(G4×(T
1—.5×L4)+.5×G2×(T1—L4)↑2);НП= 5×T1;S11=S1+T1×TF1;6.
("E"S11<C1"
TO"(P12=P1;"НА"7);"E"S11<C2"TO"(P12=P2;"НА"7);P12=P3;7.EA=(EP1
+P12×НП)×LA);EP=EP1×LP;"ВЫВ"T1,"ПР"2,EA,"ПР"2,EP,"ПР"2,P12,"ПР
"2,S11,"СТРО";"E"EP—EA<RA"TO"("E"J= 2"TO"(ST=ST/2);T1=
T1+ST;J=1
;"НА"2);"E"EP—EA>1.05×RA"TO"("E"J=1"TO"(ST=ST/2);T1=
T1—ST;J=2;
"НА"2);X1=T1×TF2;P11=P1;R31=R3;8.SK=0;S6=0;F5=0;K2=0;
EA4=0;K2=
100;"ДЛ"S=SH"Ш" SH"ДО"B2+B5"ВЫП"(X2=X1—S;S11=S11—SH;
"ИДТИ""НА"6
```

;K1=100;"ДЛ"S4=0"Ш" SH"ДО"B2+B5"ВЫП"(X3=X2+S4;TF3
=X3/T1;F3=ARCT
G(TF3);CF=COS(F3);SF3=SIN(B+F+F3);TF4=TG(F3—F);CF4=1/√
(1+TF4↑2
);T2=S/(TF1+TF3);"E"T2≤L4"TO"(Q1=G1×T2×S×.5;"НА"3);
T3=L4—T2;S3
=T3×(TF1+TF3);Q1=.5×(G2×T3×S3+T2×(S+S3)×G1);3."E"
T1≤L4"TO"(Q2=
.5×G1×TF3×T1↑2—Q1;"НА"4);T3=T1—L4;Q2=.5×G2×TF3×T3↑2+.
5×G1×TF3×
(T1↑2—T3↑2)—Q1;.4Q1=Q1+P11×S;F1=Q1×CF/SF3;EA1=F1×
(SF1+CF1/TF4)
+Q2/TF4;EA2=EA1;K=(EA1—EA)/R31;"E"K<0"TO("НА"10);"E"
K<KD"TO"(
"НА"11);"E"K1<K"TO"(K=K1;S4=S5;F3=F4;EA2=EA3;"НА"9);
K1=K;S5=S4
;F4=F3;EA3=EA2;10.S=S);9."E"S4>B2+B5"TO"(11.S=SK,S4=S6;
F3=F5;K
=K2;EA2=EA4;"НА"5);SK=S;S6=S4;F5=F3;K2=K;EA4=EA2);5.
S1=S1—S;"B
ЫВ""ПР","СТРО",S,"ПР"2,S4,"ПР"5,F3,"ПР"3,K,"ПР"2,EA2,"ПР"3,S1,
"ПР"2,T1,"ПР"2,НП,"ПР"2,P11,"ПР"2,P12;"E"I=0"TO"(I=1;S1=S1+S;P
11=0;R31=R30;"НА"8)
"ГДЕ"KD=1.8;R3=43.23;C1=14.75;C2=20.75;P2=6
;P3=10;R30=36.9095;G1=1.8;G2=1;L4=2.5;L5=3.275;B2=7.7;B5=.8;H=
19.75;D1=.4;LA=.333;LP=3;P1=4;F=.5236;A=1.047198;B=.61055;SH=
5;ST=.8"K" ◇

Приложение 5
(рекомендуемое)

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПОСТЕЛИ ПРИ РАСЧЕТЕ ЛИЦЕВОЙ СТЕНКИ

Коэффициент постели определяется на основе кинематической теории давления грунтов по следующей формуле:

$$k=\frac{\gamma\lambda_a}{\eta_{кр}\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)},$$

где $\eta_{кр}$ — критический угол сдвига грунта засыпки, определяемый по формуле

$$\eta_{кр}=\frac{4a_0\lambda_0\operatorname{tg}\varphi}{1-\lambda_0^2}\,l_n\frac{1+\lambda_0}{1+\lambda_a};$$

a_0 — коэффициент уплотнения при напряжениях $\sigma=1$ кгс/см²;

λ_a, λ_0 — коэффициент бокового давления грунта в активном состоянии и при покое;

γ — объемный вес грунта засыпки;

φ — угол внутреннего трения грунта.

В зонах изогнутой оси стенки с перемещениями $y_ф$, превышающими предельные перемещения $y_{цр}=\eta_{кр}z\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$, коэффициент постели следует принимать равным

$$k_z=\frac{ky_{пр}}{y_ф}.$$

В указанных зонах для упрощения расчетов изменение коэффициента постели может быть аппроксимировано по линейному закону.

Приложение 6
(справочное)

ПРИМЕР

статического расчета причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой для глубины 15,0 м

Исходные данные (рис. П.6.1).
Засыпка — песок с $\varphi = 30°$.
Материал фундаментной плиты и контрфорсов — железобетон.
Материал лицевой панели — шпунт типа Ларсен.
Высота надводной части — 2,50 м.
Коэффициент бокового давления — 0,33.
Временная нагрузка: I зона (ширина 14,25 м) — 4 тс/м^2; II зона (ширина 6,00 м) — 6 тс/м^2; III зона — 10 тс/м^2.

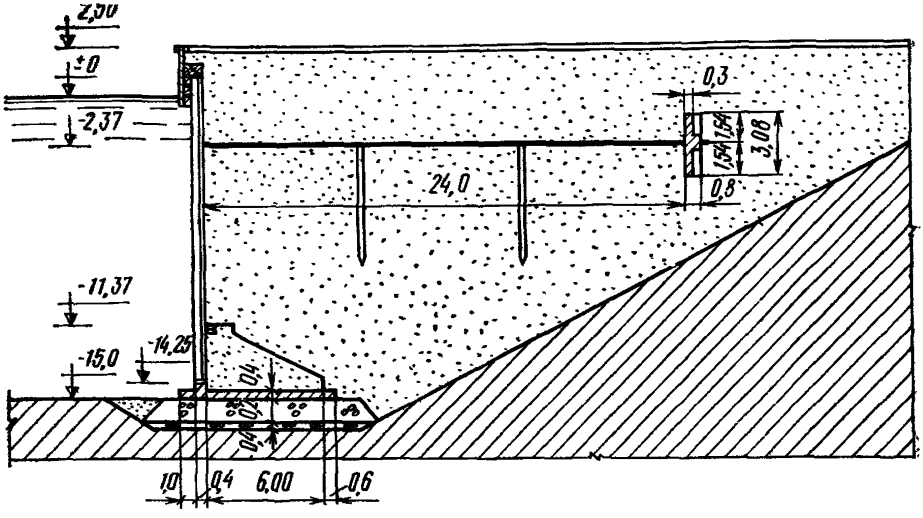

Рис. П.6.1. Конструкция глубоководного причального сооружения с металлической лицевой панелью

Расчет усилий в элементах лицевой стенки выполнен на ЭВМ МИР с помощью программы автоматизированного расчета «Ралис».

Порядок составления исходных данных:

1. Глубина у причала $H = 14{,}25$ (м).
2. Расстояние от низа лицевой стенки до уровня нижней опоры $L_1 = 15{,}0$ (м).
3. Высота надводной части сооружения $L_5 = 2{,}50$ (м).
4. Допускаемый изгибающий момент в лицевой стенке $MD = 40$ (тс·м).
5. Шаг поиска оптимального положения опор $LS = 0{,}2$ (м).
6. Обобщенный расчетный коэффициент прочности монтажной связи $k = 1{,}33$.

В результате расчета (с. 39) определено положение опор, при котором изгибающие моменты на средней опоре и в пролете отличаются не более чем на 5%.

При расстоянии между нижней и средней опорами $L_2 = 2{,}375$ м и расстоянии от уровня воды до отметки внешнего анкера $L_4 = 2{,}375$ м реакции на опо-

рах составляют: на нижней — $R_1 = 1 \cdot 12706$ тс, на средней — $R_2 = 43{,}64$ тс, на верхней — $R_3 = 36{,}693$ тс.

При этом изгибающие моменты на соответствующих опорах: $M_1 = 0{,}32623$ тс·м, $M_2 = 22{,}429$ тс·м и $M_3 = 24{,}43$ тс·м.

Максимальный изгибающий момент в пролете на расстоянии $z = 10{,}132$ м составляет 31,59 тс·м.

Так как максимальные изгибающие моменты в пролете и на средней опоре отличаются более чем на 5%, то выполняется поиск оптимального положения опор.

Оптимальное положение опор определено на шестом шаге поиска. При этом средняя опора расположена на $L_2 = 2{,}625$ м, верхняя опора — на $L_4 = 2{,}375$ м.

Усилия на опорах составляют: $R_1 = 1{,}3398$ тс; $R_2 = 44{,}571$ тс.

Изгибающие моменты: $M_1 = 0{,}0358$ тс·м; $M_2 = 26{,}48$ тс·м; $M_3 = 24{,}43$ тс·м; $M_5 = 26{,}27$ тс·м.

Таким образом, лицевая стенка набережной может быть выполнена из шпунта типа Ларсен IV с $W = 2200$ см^3.

Сечение анкерных тяг: на нижней опоре $d_1 = 15{,}99$ мм; на средней опоре $d_2 = 92{,}27$ мм; на верхней опоре $d_3 = 82{,}41$ мм.

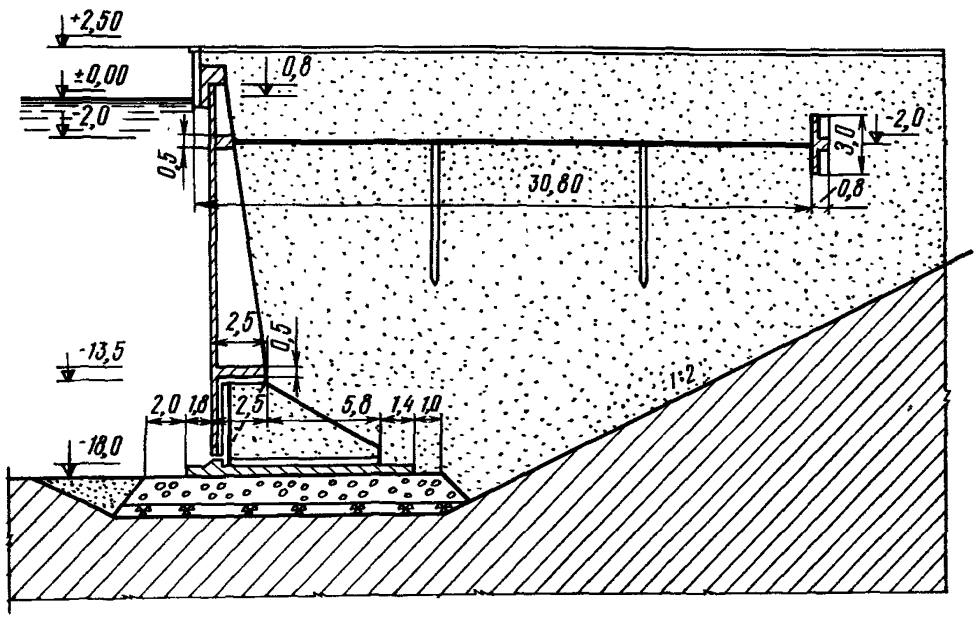

Рис. П.6.2. Конструкция глубоководного причального сооружения с железобетонной лицевой панелью

Расчет ширины фундаментной плиты выполнен на ЭВМ МИР с помощью программы автоматизированного расчета «Сдвиг-2».

Основные конструктивные величины приведены на рис. П.6.1 и приняты из результатов расчета лицевой стенки.

Расчет выполнен для двух стадий образования засыпки: в строительный период ($I = 1$) и эксплуатационный период ($I = 2$).

Результаты расчета приведены на с. 39

Как следует из результатов расчета, в строительный период (высота засыпки $z = 5{,}75$ м) при ширине контрфорса $B_2 = 6{,}0$ м и вылете тыловой консоли $B_5 = 0{,}6$ м расчетный коэффициент устойчивости на сдвиг сооружения по каменной постели составляет $k = 6{,}3336$. При этом угол наклона кордонной плоскости обрушения $\alpha = 0{,}50605$ рад ($\alpha = 28°$), а угол наклона тыловой плоскости обрушения $\beta = 0{,}5233$ рад ($\beta = 30°$).

Напряжения в основании сооружения:

максимальное $\sigma_{max} = 17{,}497$ тс/м²;

минимальное $\sigma_{min} = 1{,}44$ тс/м².

При полной высоте засыпки и действии временной нагрузки расчетный коэффициент устойчивости на плоский сдвиг составляет $k = 1{,}328$, а углы наклона плоскостей обрушения $\alpha = 0{,}4188$ рад (24°), $\beta = 0{,}5582$ рад (32°). В эксплуатационный период напряжения в основании сооружения составляют:

максимальное $\sigma_{max} = 42{,}696$ тс/м²;

минимальное $\sigma_{min} = 7{,}044$ тс/м².

Поскольку полученные величины напряжений и расчетных коэффициентов устойчивости на плоский сдвиг находятся в пределах нормативных, то окончательно принимаем ширину фундаментной плиты $B = B_2 + B_5 = 6{,}6$ м.

Расчет положения анкерной плиты выполнен на ЭВМ МИР с помощью программы «Анкер» автоматизированного расчета. Результаты расчета приведены на с. 40.

На основании расчета, выполненного в соответствии с рекомендациями ВСН 3—80 ММФ, максимальное расстояние от кордона до анкерной плиты $S_{11} = 31{,}862$ м.

В соответствии с методикой расчета (см. п. 2.5.2) расстояние между линией кордона и анкерующей стенкой может быть уменьшено до $S_1 = 24{,}006$ м. При этом расчетный коэффициент устойчивости анкерной плиты равен $k = 2{,}267$ м.

Высота анкерной плиты $h_п = 3{,}087$ м. Отметка низа плиты $t = 6{,}175$ м.

На рис. П.6.2 представлен вариант конструкции глубоководной набережной с железобетонной лицевой панелью, разработанной для глубины 18,0 м.

«Р а л и с»

L2=.2375$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1
R11=1.12706 R2=.4364$_{10}$2 R23= 36692$_{10}$2
M11=.32623$_{10}$—1 M2=.22429$_{10}$2 M23=.2443$_{10}$2
M5=—.03159$_{10}$3 Z=.10132$_{10}$2
L2=.2575$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1
R11=1.29586 R2=.44387$_{10}$2 R23=.35779$_{10}$2
M11=.35178$_{10}$—1 M2=.25651$_{10}$2 M23=.2443$_{10}$2
M5=—.02732$_{10}$3 Z=.09886$_{10}$2
L2=.2775$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1
R11=1.47626 R2=.45154$_{10}$2 R23=.34830$_{10}$2
M11=.37726$_{10}$—1 M2=.29039$_{10}$2 M23=.2443$_{10}$2
M5=—.02302$_{10}$3 Z=.09642$_{10}$2
L2=.2675$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1
R11=1.3844 R2=.44765$_{10}$2 R23=.35311$_{10}$2
M11=.36448$_{10}$—1 M2=.27324$_{10}$2 M23=.2443$_{10}$2
M5=—.02519$_{10}$3 Z=.09764$_{10}$2
L2=.2575$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1
R11=1.29586 R2=.44387$_{10}$2 R23=.35779$_{10}$2
M11=.35178$_{10}$—1 M2=.25651$_{10}$2 M23=.2443$_{10}$2
M5=—.02732$_{10}$3 Z=.09886$_{10}$2
L2=.2625$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1
R11=1.3398 R2=.44571$_{10}$2 R23=.35547$_{10}$2
M11=.35813$_{10}$—1 Z=.09825$_{10}$2 M2=.2648$_{10}$2
M5=—.02627$_{10}$3 M23=.2443$_{10}$2
L2=.2625$_{10}$1 L4=.2375$_{10}$1

«С д в и г-2»

I=1 B2=6 B5=.6
ТАБЛИЦА 1
A BE KCD
.50605 .5233 .63836$_{10}$1
B5=.6 GN=.144$_{10}$1 GX=.17497$_{10}$2
I=2 B2=6 B5= 6
.4188 .5582 1.32834
B5=.6 GN=.07044$_{10}$2 GX=.42696$_{10}$2

RA=.6399$_{10}$2
T1=.5375$_{10}$1 EA=.16506$_{10}$2 EP=.68082$_{10}$2 P12=10 S11=.29977$_{10}$2
T1=.6175$_{10}$1 EA=.1991$_{10}$2 EP=.86745$_{10}$2 P12=10 S11=.31862$_{10}$2
S=.4$_{10}$1 S4=.6$_{10}$1 F3=.11181$_{10}$1 K=2.26722 EA2=.10051$_{10}$3
S1=.24006$_{10}$2 T1=.6175$_{10}$1 НП=.30875$_{10}$1 P11=4 P12=10

Приложение 7
(рекомендуемое)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ПРИ РАСЧЕТЕ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ НА ПЛОСКИЙ СДВИГ
(первая расчетная схема)

1. При определении давления грунта на условную расчетную грань стенки *CD* или *CB* (рис. П.7.1) возможны две расчетные схемы:
а) $\alpha \leqslant 45° - \varphi/2$ — крутая стенка с образованием переходной зоны;
б) $\alpha > 45° - \varphi/2$ — пологая стенка.

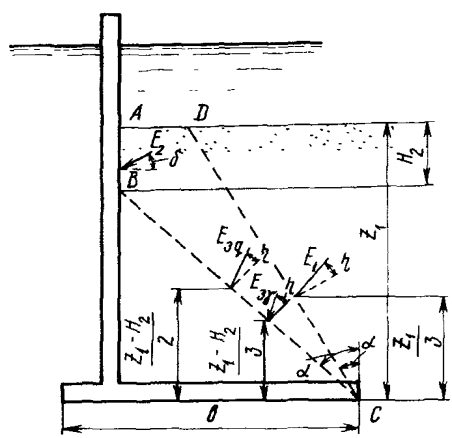

Рис. П.7.1. Схема определения давления грунта при расчете устойчивости сооружения на плоский сдвиг

2. Определение равнодействующей давления грунта E на условную расчетную грань стенки *CD*.

2.1. Для случая крутой стенки с образованием переходной зоны величина E_1 определяется по формуле

$$E_1 = \frac{1}{2}\gamma z^2 \xi_{\gamma к}. \qquad (1)$$

где

$$\xi_{\gamma к} = S_{\gamma к}(b + d);$$

$$S_{\gamma к} = \frac{\sin(\psi + \alpha)\cos\varphi}{\cos(\psi - \varphi)\cos(\varepsilon - \delta)\cos^2\alpha};$$

$$\gamma=\frac{\exp\left[\left(\alpha+\frac{\varphi}{2}-\frac{\pi}{4}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]}{\sin(\psi+\alpha)}\left[\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}-\psi-\alpha\right)\cos\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)+\right.$$

$$\left.+\cos\varphi\sin(\psi+\alpha)\right];$$

$$d=\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2}\left\{1-\exp\left[\left(\alpha+\frac{\varphi}{2}-\frac{\pi}{4}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]\right\};$$

$$\psi=\varphi+\operatorname{arctg}\left\{\frac{\exp\left[\left(\alpha+\frac{\varphi}{2}-\frac{\pi}{4}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]-\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}-\alpha\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}-\alpha\right)}\right\}.$$

Сила E_1 отклонена от нормали к грани CD на угол $\eta=\varphi$.

2.2. Для случая пологой стенки E_1 определяется по формуле

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma z_1^2\xi_{\gamma\text{п}}, \tag{2}$$

где

$$\xi_{\gamma\text{п}}=\frac{\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\left[\cos\varphi\cos\alpha+\sin\left(\alpha-\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\sin\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\right]}{\cos\alpha\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}+\mu\right)\sin^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)};$$

$$\mu=\operatorname{arctg}\left[\frac{\sin\left(\alpha-\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\sin\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\alpha\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}+\operatorname{ctg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

Сила E_1 отклонена от нормали на угол $\eta=\frac{\pi}{2}-\alpha-\mu$.

3. Равнодействующая давления грунта E_2 на участок стенки AB определяется в соответствии с требованиями главы СНиП на проектирование подпорных стен судоходных шлюзов, рыбопропускных и рыбозащитных сооружений.

4. Определение давления грунта на условную расчетную грань стенки BC.

4.1. Для случая крутой стенки с образованием переходной зоны равнодействующая давления только от собственного веса грунта высотой z_1-H_2 находится по формуле

$$E_{3\gamma}=\frac{1}{2}\gamma(z_1-H_2)^2\xi_{\gamma\text{к}}, \tag{3}$$

где коэффициент $\xi_{\gamma\text{к}}$ определяется по формуле п. 2.1 данного приложения.

Равнодействующая давления от грунтовой пригрузки интенсивностью $q=\gamma H_2$ вычисляется по формуле (остальные формулы были приведены в п. 2.1 данного приложения)

$$E_{3q}=q(z_1-H_2)\xi_q, \tag{4}$$

где

$$\xi_q=S_{\gamma\text{к}}b\,\frac{\cos\alpha}{\sin\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}.$$

При этом силы $E_{3\gamma}$ и E_{3q} отклонены от нормали к грани BC на угол φ.

4.2. Для случая пологой стенки равнодействующая давления только от собственного веса грунта высотой $z_1—H_2$ находится по формуле

$$E_{3\gamma}=\frac{1}{2}\gamma\,(z_1—H_2)^2\,\xi_{\gamma\text{п}}\,, \tag{5}$$

где $\xi_{\gamma\text{п}}$ и η определяются по формуле, приведенной в п. 2.2 данного приложения.

Равнодействующая давления от грунтовой пригрузки интенсивностью $q=\gamma H_2$ вычисляется по формуле

$$E_{3q}=q\,(z_1—H_2)\,\xi_q, \tag{6}$$

где

$$\xi_q=\frac{\xi_{\gamma\text{п}}}{1+\operatorname{tg}\alpha}\,;$$

$\xi_{\gamma\text{п}}$ — определяется по формуле, приведенной в п. 2.2 данного приложения.

Приложение 8

ПЕРЕЧЕНЬ ИСПОЛЬЗОВАННЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

СНиП II-А.10—71. Строительные инструкции и основания. Основные положения проектирования.

СНиП II-6—74. Нагрузки и воздействия.

СНиП II-15—74. Основания зданий и сооружений.

СНиП II-16—76. Основания гидротехнических сооружений.

СНиП II-В.3—72. Стальные конструкции.

СНиП II-51—74. Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования.

СНиП II-56—77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.

СНиП II-57—75. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

СНиП III-А.62. Организационно-техническая подготовка к строительству. Основные положения.

СНиП III-И.I—62. Гидротехнические сооружения морские и речные транспортные. Правила организации и приемки в эксплуатацию.

ВСН 3—80 / ММФ. Инструкция по проектированию морских причальных сооружений.

ВСН 9—69 / ММФ. Указания по расчету общей устойчивости портовых причальных сооружений по методу разрушающих усилий.

ВСН 6—69 / ММФ. Указания по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений.

СН 393—69. Указания по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций.

Нормы технологического проектирования морских портов. ВНТП 01—78 / Минморфлот.

Инструкция по расчету обидей устойчивости гидротехнических сооружений (Черноморниипроект).

СНиП II-55—79. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Общие положения 3
2. Указания по расчету 6
2.1. Общие положения . . . . . —
2.2. Нагрузки и воздействия 7
2.3. Расчет усилий в элементах лицевой стенки . . . . . —
2.4. Расчет устойчивости на плоский сдвиг и определение напряжений в основании сооружения 10
2.5. Расчет устойчивости анкерующего массива грунта 14
2.6. Расчет общей устойчивости причального сооружения 16
3. Указания по конструированию 18
Приложение 1. Обобщенные расчетные коэффициенты 23
Приложение 2. Программа «Ралис» автоматизированного расчета усилий в элементах лицевой стенки 24
Приложение 3. Программа «Сдвиг» автоматизированного расчета ширины фундаментной плиты 28
Приложение 4. Программа «Анкер» автоматизированного расчета положения анкерующей стенки 33
Приложение 5. Аналитический метод определения коэффициента постели при расчете лицевой стенки 36
Приложение 6. Пример статического расчета причального сооружения уголкового типа с внешней анкеровкой для глубины 15,0 м . . 37
Приложение 7. Определение давления грунта при расчете устойчивости сооружения на плоский сдвиг (первая расчетная схема) . . 40
Приложение 8. Перечень использованных нормативных документов . . . 42

Руководство по проектированию глубоководных причальных сооружений уголкового типа

РД 31.31.04—79

Отв. за выпуск А. П. Черепахин

Редактор Э. А. Андреева

Технический редактор Б. Г. Колобродова

Корректор И. А. Денежкина

Л-88075 Сдано в набор 25/III-81 г. Подписано в печать 5/VIII-81 г. Формат изд. 60×90/16. Бум. тип. № 1. Гарнитура литературная. Печать высокая. Печ. л. 2,75 Уч.-изд. л. 2,99 Тираж 500 экз. Изд. № 1013-Т. Заказ тип. № 625. Цена 45 коп.
Центральное рекламно-информационное агентство ММФ (ЦРИА «Морфлот»)

Типография «Моряк», Одесса, ул. Ленина, 26

gost.e-ecolog.ru