

Основания гидротехнических сооружений (взамен СНиП II-16-76)

СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений (взамен СНиП II-16-76)

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА
ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

СНиП 2.02.02-85

РАЗРАБОТАНЫ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева (канд. техн. наук А.П. Пак руководитель темы; кандидаты техн. наук А.Н. Марчук, Д.Д. Сапегин и Р.А. Ширяев; Т.Ф. Липовецкая; доктор техн. наук А.Л. Гольдин и А.А. Храпков; кандидаты техн. наук Э.А. Фрейберг и В.Н. Жиленков; д-р техн. наук Л.В. Горелик), институтом Гидропроект им. С.Я. Жука (канд. техн. наук Ю.А. Фишман; проф., д-р техн. наук Ю.К. Зарецкий; кандидаты техн. наук Ю.Б. Мгалобелов и И.С. Ронжин; А.Г. Осколков и Р.Р. Тиздель), институтом Гидроспецпроект (канд. техн. наук Л.И. Малышев; А.В. Попов) Минэнерго СССР, институтом Гипроречтранс Минречфлота РСФСР (проф., д-р техн. наук В.Б. Гуревич; канд. техн. наук В.Э. Дареевский), Ленморнипроектом (кандидаты техн. наук Л.А. Уваров, Л.Ф. Златоверховников; и Ф.А. Мартыненко) и ОИИМФ Минморфлота СССР (проф., д-р техн. наук П.И. Яковлев), ЛПИ им. М.И. Калинина Минвуза РСФСР (проф., д-р техн. наук П.Л. Иванов; проф., канд. техн. наук А.Л. Можевитинов).

ВНЕСЕНЫ Минэнерго СССР.

ПОДГОТОВЛЕНЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ Главтехнормированием Госстроя СССР (О.Н. Сильницкая и В.А. Кулничев).

С введением в действие СНиП 2.02.02-85 „Основания гидротехнических сооружений” с 1 января 1987 г. утрачивает силу СНиП II-16-76 „Основания гидротехнических сооружений”.

При использовании нормативным документом следует учитывать утвержденные изменения строительных норм и правил государственных стандартов, публикуемые в журнале „Бюллетень строительной техники”, „Сборник изменений к строительным нормам и правилам” Госстроя СССР и информационном указателе „Государственные стандарты СССР” Госстандарта.

Внесены Поправка 2003 г.; Изменение № 1, утвержденное Постановлением Госстроя России от 30 июня 2003 г. № 131, введенное в действие с 1 октября 2003 г.

Госстрой СССР	Строительные нормы и правила	СНиП 2.02.02-85
	Основания гидротехнических сооружений	Взамен СНиП II-16-76

Настоящие нормы распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений речных, морских и мелиоративных, в том числе сооружений на континентальном шельфе.

При проектировании оснований гидротехнических сооружений, предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях распространения вечномерзлых, просадочных, пучинистых, набухающих, биогенных, засоленных грунтов и карста, следует соблюдать также нормы и правила, предусмотренные соответствующими нормативными документами, утвержденными или согласованными с Госстроем СССР.

Настоящие нормы не распространяются на проектирование подземных гидротехнических сооружений и водохозяйственных сооружений на мелиоративных каналах с расходами воды менее $5 \text{ м}^3/\text{с}$, а также при глубинах воды менее 1 м.

Примечание. Под основанием следует понимать область грунтового массива (в том числе береговые примыкания, откосы и склоны), которая взаимодействует с сооружением и которой в результате возведения и эксплуатации сооружения изменяется напряженно-деформированное состояние и фильтрационный режим.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

Внесены Минэнерго СССР	Утверждены постановлением Государственного комитета СССР по делам строительства от 12 декабря 1985 г. ? 219	Срок введения в действие 1 января 1987 г.
------------------------	---	---

1.ОБЩИЕПОЛОЖЕНИЯ

1.1.Основания гидротехнических сооружений следует проектировать на основе и с учетом:

результатов инженерно–геологических и гидрогеологических изысканий и исследований, содержащих данные о структуре, физико–механических и фильтрационных характеристиках отдельных зон массива грунта, уровнях воды в грунте, областях питания и дренирования;

данных осейсмической активности района возведения сооружения;

опыта возведения гидротехнических сооружений в аналогичных инженерно–геологических условиях;

данных, характеризующих возводимое гидротехническое сооружение (типа, конструкции, размеров, порядка возведения, действующих нагрузок, воздействий, условий эксплуатации и т. д.);

местных условий строительства;

технико-экономического сравнения вариантов проектных решений и принятия оптимального варианта, обеспечивающего рациональное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания и материала возводимого сооружения при наименьших приведенных затратах.

1.2.При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность сооружений на всех стадиях их строительства и эксплуатации. Для этого при проектировании следует выполнять:

оценку инженерно–геологических условий строительной площадки и прогноз их изменения;

расчет несущей способности основания и устойчивости сооружения;

расчет местной прочности основания;

расчет устойчивости естественных и искусственных склонов и откосов, примыкающих к сооружению;

расчет деформаций системы сооружение – основание в результате действия собственного веса сооружения, давления воды, грунта и т. п. и изменения физико–механических (деформационных, прочностных и фильтрационных) свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения, в том числе с учетом их промерзания и оттаивания;

определение напряжений в основании и на контакте сооружения с основанием и их изменений вовремени;

расчет фильтрационной прочности основания, противодавления воды на сооружение и фильтрационного расхода, а также при необходимости – объемных фильтрационных сил и изменения фильтрационного режима при изменении напряженного состояния основания;

разработку инженерных мероприятий, обеспечивающих несущую способность оснований и устойчивость сооружения, требуемую долговечность сооружения и его основания, а также при необходимости – уменьшение перемещений, улучшение напряженно–деформированного состояния системы сооружение – основание, снижение противодавления и фильтрационного расхода;

разработку инженерных мероприятий, направленных на охрану или улучшение окружающей среды.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

1.3. Поматериалам инженерно–геологических изысканий и исследований должны быть установлены происхождение грунтов основания, их структура, физико–механические и фильтрационные свойства, гидрогеологическая обстановка и т.п. На основе этих данных должны составляться инженерно–геологические и расчетные схемы (модели) основания.

Примечание. Если между временем завершения изысканий и началом строительства перерыв составил более пяти лет, следует, как правило, проводить дополнительные инженерно–геологические изыскания и исследования.

1.4.Нагрузки и воздействия на основание должны определяться расчетом исходя из совместной работы сооружения и основания в соответствии с требованиями СНиП 33-01-2003.

При расчетах основания коэффициенты надежности по степени ответственности γ_n принимаются такими же, как для возводимого на нем сооружения.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

1.5.Расчеты оснований гидротехнических сооружений следует производить по двум группам предельных состояний.

Расчеты по первой группе должны выполняться с целью недопущения следующих предельных состояний:

потери основанием несущей способности, а сооружением – устойчивости;

нарушений общей фильтрационной прочности нескальных оснований, а также местной фильтрационной прочности скальных и не скальных оснований в тех случаях, когда они могут привести к появлению сосредоточенных водотоков, локальным разрушениям основания и другим последствиям, исключающим возможность дальнейшей эксплуатации сооружения;

нарушений противофильтрационных устройств в основании или их недостаточно эффективной работы, вызывающих

недопустимые потери воды из водохранилищ и каналов или подтопление и заболачивание территорий, обводнение склонов и т. д.;

неравномерных перемещений различных участков основания, вызывающих разрушения отдельных частей сооружений, недопустимые по условиям их дальнейшей эксплуатации (нарушение ядер, экранов и других противофильтрационных элементов земляных плотин и дамб, недопустимое раскрытие трещин бетонных сооружений, выход из строя уплотнений швов и т. п.).

По предельным состояниям первой группы следует также выполнять расчеты прочности устойчивости отдельных элементов сооружений, а также расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом или его основных элементов (например, анкерных опор шпунтовых подпорных стен).

Расчеты второй группы должны выполняться с целью недопущения следующих предельных состояний:

нарушений местной прочности отдельных областей основания, затрудняющих нормальную эксплуатацию сооружения (повышения противодавления, увеличения фильтрационного расхода, перемещений и наклона сооружений и др.);

потери устойчивости склонов и откосов, вызывающих частичный завал канала или русла, входных отверстий водоприемников и другие последствия;

проявлений ползучести и трещинообразования грунта.

Примечания. 1. Если потеря устойчивости склонов может привести сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, расчеты устойчивости таких склонов следует производить по предельным состояниям первой группы.

2. При наличии соответствующих данных рекомендуется использовать вероятностные методы расчетов.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

1.6. При проектировании оснований сооружений I–III классов необходимо предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) для проведения натурных наблюдений за состоянием сооружений и их оснований как в процессе строительства, так и в период их эксплуатации для оценки надежности системы сооружение – основание, своевременного выявления дефектов, предотвращения аварий, улучшения условий эксплуатации, а также для оценки правильности принятых методов расчета и проектных решений. Для сооружений IV класса и их оснований, как правило, следует предусматривать визуальные наблюдения.

Примечания: 1. Для портовых сооружений III класса при обосновании установку КИА допускается не предусматривать.

2. Установка КИА на сооружениях IV класса и их основаниях допускается при обосновании в сложных инженерно-геологических условиях и при использовании новых конструкций сооружений.

1.7. Состав и объем натурных наблюдений должны назначаться в зависимости от класса сооружений, их конструктивных особенностей и новизны проектных решений, геологических, гидрогеологических, геокриологических, сейсмических условий, способа возведения и требований эксплуатации. Наблюдениями, как правило, следует определять:

осадки, крен и горизонтальные смещения сооружения и его основания;

температуру грунта в основании;

пьезометрические напоры воды в основании сооружения;

расходы воды, фильтрующейся через основание сооружения;

химический состав, температуру и мутность профильтровавшейся воды в дренажах, а также в коллекторах;

эффективность работы дренажных и противофильтрационных устройств;

напряжения и деформации в основании сооружения;

поровоедавление в основании сооружения;

сейсмические воздействия на основание.

Для сооружений IV класса инструментальные наблюдения, если они предусмотрены проектом, допускается ограничить наблюдениями за фильтрацией в основании, осадками и смещениями сооружения и его основания.

1.8. При проектировании оснований гидroteхнических сооружений должны быть предусмотрены инженерные мероприятия по охране окружающей среды, в том числе по защите окружающих территорий от затопления и подтопления, от загрязнения подземных вод промышленными стоками, а также по предотвращению оползней береговых склонов и других негативных процессов.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

2. НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ И ИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

2.1. Номенклатуру грунтов оснований гидroteхнических сооружений и их физико-механические характеристики следует устанавливать согласно требованиям ГОСТ 25100–82, СНИП 2.02.01–83 и с учетом указаний настоящего раздела.

Значения физико-механических характеристик грунтов, приведенные в ГОСТ 25100–82, в табл.1 и в рекомендуемом приложении 1, следует рассматривать как классификационные. На основе их сравнения с нормативными значениями характеристик предварительным (начальным) результатам испытаний следует устанавливать принадлежность грунта к тому или иному классу и подгруппе. По этим данным следует производить оценку общих инженерно-геологических условий строительства и устанавливать состав и методы определения характеристик и расчетов оснований. При этом для сильно деформируемых [при $E < 1 \cdot 10^3$ МПа ($10 \cdot 10^3$ кгс/см 2)], легко выветриваемых, сильно трещиноватых, размокающих и набухающих под воздействием воды полускальных грунтов следует применять состав и методы определения их физико-механических характеристик и расчетов, соответствующие как скальным, так и нескальным грунтам.

2.2. Инженерно-геологические условия строительства должны конкретизироваться и детализироваться путем построения инженерно-геологических и геомеханических (расчетных или физических) моделей (схем) основания с установлением для различных зон нормативных и расчетных характеристик физико-механических свойств грунтов.

2.3. Для проектирования оснований гидroteхнических сооружений в необходимых случаях надлежит определять дополнительно к предусмотренным СНиП 2.02.01–83 следующие физико-механические характеристики грунтов:

коэффициент фильтрации k ;

удельное водопоглощение q ;

показатели фильтрационной прочности грунтов (местный и осредненный критические градиенты напора I_{cr} и $I_{cr,m}$ и критические скорости фильтрации v_{cr});

коэффициентуплотнения a ;

содержание водорасторимых солей;

параметры ползучести $\delta_{cr,p}$ и $\delta_{1,cr,p}$

параметры трещин (модуль трещиноватости M_j , углы падения $\alpha_{j,d}$ и простирания $\alpha_{j,l}$, длину l_j , ширину раскрытия b_j);

параметры заполнителя трещин (степень заполнения, состав, характеристики свойств);

скорости распространения продольных v_l и поперечных v_s волн в массиве;

коэффициент морозного пучения K_h ;

удельную нормальную и касательную силы пучения σ_k и τ_k ;

предел прочности отдельности (элементарного породного блока) скального грунта на одноосное сжатие R_c ;

предел прочности отдельности скального грунта на одноосное растяжение R_t ;

Таблица 1

Классификационная характеристика грунтов основания	Физико-механические характеристики грунтов			
	плотность сухого грунта (в массиве) — ρ_d , t/m^3	коэффициент пористости (в массиве), e	сопротивление одноосному растяжению породных блоков в водонасыщенном состоянии $ R $, Mpa (kgf/cm^2)	модуль деформации грунта (в массиве) E , 10^3 МПа (10^3 кгс/см 2)
A. Скальные				
Скальные [при пределе прочности на одноосное сжатие отдельности $R_c \geq 5$ МПа (50 кгс/см 2)]: магматические (граниты, диориты, порфириты и др.); метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, мраморы и др.); осадочные (известняки, доломиты, песчаники и др.)	От 2,5 до 3,1	Менее 0,01	1(10) и более	Св. 5 (50)
Полускальные [при $R_c < 5$ МПа (50 кгс/см 2)]: осадочные (глинистые, сланцы, аргиллиты, алевролиты, песчаники, конгломераты, мелы, мергели, туфы, гипсы и др.)	От 2,2 до 2,65	Менее 0,2	Менее 1 (10)	От 0,1 до 5 (от 1 до 50)
B. Нескальные				
Крупнообломочные (валунные, галечниковые, гравийные); песчаные	От 1,4 до 2,1	От 0,25 до 1	—	От 0,005 до 0,1 (от 0,05 до 1)
Пылевато-глинистые (супеси, суглинки и глины)	От 1,1 до 2,1	От 0,35 до 4	—	От 0,003 до 0,1 (от 0,03 до 1)

пределпрочности массива скального грунта на смятие $R_{cs,m}$;

то же, наодноосное сжатие $R_{c,m}$;

то же, наодноосное растяжение $R_{t,m}$;

коэффициентупругой водоотдачи грунта μ_1 ;

коэффициентгравитационной водоотдачи грунта μ ;

сопротивлениенедренированному сдвигу s_u ;

липкость L ;

коэффициенттрения на контакте сооружения с грунтом $\operatorname{tg} j_s$.

Принеобходимости должны определяться и другие характеристики грунтов.

Физико-механическиххарактеристики грунта должны определяться для инженерно–геологических элементовоснования, которыми могут быть выделенные (при составленииинженерно-геологических моделей, при разработке расчетных схем илигеомеханических моделей) квазиоднородные области основания или некоторыеквазиоднородные элементы этих областей (например, выделенные области массиваскального грунта или отдельности скального грунта, его трещины, контактныеповерхности с другими областями основания или сооружения).

Однородностьусловий определения физико-механических характеристик должна оцениваться наоснове анализа инженерно –геологических данных и на основе статистической проверки.

Нормативные ирасчетные значения $\operatorname{tg} \Phi_c, R_C, R_t, R_{c,m}, R_{t,m}, R_{cs,m}, E$ (модуля деформации), ν (коэффициентапоперечной деформации), $a, \delta_{crp}, \delta_{l,crp}, \nu_l, \nu_s, k, q, I_{cr,m}, I_{cr}, \nu_{cr}, \mu_1$ и μ должныустанавливаться в соответствии с требованиями настоящих норм, а остальныххарактеристик – в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01–83 и государственныхстандартов на определение соответствующих характеристик.

(Измененнаяредакция, Изм. № 1)

2.4.Физико-механические характеристики грунтов необходимо определять с цельюиспользования их значений при классификации грунтов основания, при определениис помощью функциональных или корреляционных зависимостей одних показателей через другие и при решении регламентированных п. 1.2 задач проектированияоснования.

Приклассификации грунтов применяются нормативные значения характеристик, прирешении задач проектирования – их расчетные значения.

2.5.Нормативные значения характеристик грунтов X_n должны устанавливатьсяна основе результатов полевых и лабораторных исследований, проводимых вусловиях, максимально приближенных к условиям работы грунта в рассматриваемойсистеме сооружение – основание. За нормативные значения всех характеристикследует принимать их средние статистические значения.

Расчетныезначения характеристик грунтов X должныопределяться по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (1)$$

где γ_g –коэффициент надежности по грунту.

Примечания: 1. В оговоренных ниже случаяхрасчетные значения характеристик могут определяться по табличным или аналоговымданным.

2. Расчетные значения характеристик грунтов $\operatorname{tg} \Phi, c, \rho$ и R для расчетов по предельным состояниям первой группыобозначаются $\operatorname{tg} \Phi_I, c_I, \rho_I$ и R_I , второй группы – $\operatorname{tg} \Phi_{II}, c_{II}, \rho_{II}$ и R_{II} .

2.5(1).При проектировании системы сооружение-основание следует учитывать возможноизменение фильтрационных характеристик, характеристик прочности и деформируемостигрунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения, связанное с ведениемстроительных работ, изменением гидрогеологического режима, воздействиематмосферных факторов, изменением напряженно-деформированного состоянияоснования, искусственным регулированием физико-механических характеристикгрунтов и реологическими свойствами грунтов.

Для районовраспространения вечномерзлых грунтов следует также учитывать изменениетемпературного режима основания, приводящее к изменению указанных характеристики теплофизических свойств грунтов.

ХАРАКТЕРИСТИКИНЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

2.6. Нормативные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n следует определять по совокупности парных значений нормальных и предельных касательных напряжений, полученных методом среза (сдвига), или парных предельных значений максимальных и минимальных главных напряжений, полученных методом трехосного сжатия.

Метод трехосного сжатия должен, как правило, применяться для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, в том числе для получения характеристик нестабилизированного состояния (см. п. 3.13). При обосновании для определения характеристик в нестабилизированном состоянии допускается применение метода быстрого среза (сдвига).

Для грунтов всех типов оснований речных гидротехнических сооружений I класса следует использовать метод трехосного сжатия. Метод среза для этих случаев допускается применять только при обосновании.

Для грунтов всех типов оснований сооружений I–III классов дополнительно к испытаниям указанными лабораторными методами, как правило, следует проводить также испытания в полевых условиях методом сдвигаштампов (для бетонных и железобетонных сооружений), методом сдвига грунтовых щеликов (для грунтовых сооружений), а также допускается проводить испытания методами зондирования и вращательного среза (для всех видов сооружений). Испытания всеми указанными

методами и определение по их результатам нормативных значений характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n следует проводить для условий, соответствующих всем расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

Нормативные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n по результатам испытаний методами среза (сдвига) и трехосного сжатия следует определять в соответствии с обязательным приложением 2.

Нормативные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n при применении методов вращательного среза или зондирования следует принимать равными средним арифметическим частных значений этих характеристик.

При получении методами среза (сдвига) для каждого фиксированного значения нормального напряжения не менее шести значений предельных касательных напряжений нормативные значения характеристик грунтов ненарушенной структуры $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n наряду с указанным выше способом допускается определять также методом, основанным на использовании корреляционных зависимостей, которые должны устанавливаться между предельными касательными напряжениями (при фиксированных нормальных напряжениях) и физическими характеристиками грунта с помощью статистической обработки результатов испытаний. Нормативные значения $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n при использовании этого метода следует определять по зависимости между нормальными и предельными касательными напряжениями, отвечающей наименее благоприятному из имеющихся мест в опыте в значению физической характеристики.

2.7. Расчетные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_i$ и c_i при использовании результатов испытаний, проведенных любым из указанных в п. 2.6 методов, следует вычислять по формуле (1), определяя коэффициент надежности по грунту γ_g в соответствии с обязательным приложением 2 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ (за исключением случаев, когда нормативные значения $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n получены указанным в п. 2.6 способом с использованием корреляционных зависимостей).

Если полученное таким образом значение γ_g будет более 1,25 (для илов – 1,4) или менее 1,05, то его необходимо принимать соответственно равным $\gamma_g = 1,25$ (для илов – 1,4) или $\gamma_g = 1,05$.

Расчетные значения характеристики $\operatorname{tg} \varphi_{ii}$ и c_{ii} следует принимать равными нормативным [т.е. в формуле (1) принимать $\gamma_g = 1$].

Если нормативные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n были определены по указанному в п. 2.6 методу с использованием корреляционных зависимостей, то расчетные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_i$ и c_i или $\operatorname{tg} \varphi_{ii}$ и c_{ii} следует вычислять по формуле (1), полагая соответственно $\gamma_g = 1,25$ (для илов – 1,4) или $\gamma_g = 1$. Полученные таким образом значения $\operatorname{tg} \varphi_i$ и c_i или $\operatorname{tg} \varphi_{ii}$ и c_{ii} принимаются окончательно за расчетные в том случае, если они в рассматриваемом диапазоне напряжений (или на его части) обеспечивают большие значения расчетных предельных касательных напряжений, чем значения $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n , полученные указанным ранее способом (без использования корреляционных зависимостей).

Для оснований портовых сооружений III и IV классов при обосновании значения $\operatorname{tg} \varphi_i$ допускается определять с использованием результатов испытаний аналогичных грунтов в зависимости от их минералогического и зернового состава, коэффициента пористости и показателя текучести, применяя методику, изложенную в обязательном приложении 2.

2.7(1). Нормативные значения статического сопротивления недренированному сдвигу $s_{u,n}$ следует определять как средние арифметические частных значений этой характеристики, полученных из отдельных испытаний методом трехосного нагружения или скашивания (многоплоскостного сдвига) образцов грунта по схеме неконсолидированно-недренированного испытания с доведением образца до разрушения. Расчетные значения сопротивления недренированному сдвигу $s_{u,i}$ определяют в соответствии с указаниями ГОСТ 20522 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Расчетные значения $s_{u,i}$ принимают равными нормативным значениям $s_{u,n}$.

Динамическое сопротивление недренированному сдвигу S_u^d определяют при совместном действии статических и динамических нагрузок. Нормативные значения $S_{u,n}^d$ следует определять как средние арифметические сумм частных значений статической и предельной динамической составляющих максимальных касательных напряжений при предельном значении числа циклов. Расчетные значения $S_{u,I,II}^d$ определяют так же, как расчетные значения $s_{u,I,II}$.

(Введен дополнительно, Изм. № 1)

2.8. Нормативные значения модуля деформации E_i коэффициента уплотнения a_n не скольких грунтов следует определять по результатам компрессионных испытаний или испытаний методом трехосного сжатия с учетом их напряженно-деформированного состояния. При использовании метода трехосного сжатия следует выполнять требования ГОСТ 26518-85. При использовании метода компрессионных испытаний следует выполнять указания п. 7.7. Значения E_n и a_n должны определяться как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые посредством зависимостей измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения модуля деформации E_i коэффициента уплотнений следует принимать равными нормативным.

Для оснований сооружений II-IV классов расчетные значения E допускается принимать по таблицам, приведенным в СНиП 2.02.01-83, с введением коэффициента m_C , принимаемого по обязательному приложению 3.

2.9. Нормативные значения коэффициентов поперечной деформации ν рекомендуется определять по результатам испытаний методом трехосного сжатия. Значения ν по результатам испытаний следует определять как средние арифметические частных значений этой характеристики, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые по осредненным зависимостям измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации ν следует принимать равными нормативным.

Расчетные значения коэффициента ν при обосновании допускается принимать по табл. 2.

Таблица 2

Грунты	Коэффициент поперечной деформации ν
Глины при: $I_L < 0$	0,20-0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30-0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38-0,45
Суглинки	0,35-0,37
Пески и супеси	0,30-0,35
Крупнообломочные грунты	0,27

Примечание. Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.

2.10. Нормативные значения параметров ползучести $\delta_{crp,n}$ и $\delta_{1,crp,n}$ определяются как средние арифметические частных значений этих характеристик $\delta_{crp,i}$ и $\delta_{1,crp,i}$, полученных для расчетов осадок по результатам компрессионных испытаний и для расчетов горизонтальных смещений по результатам сдвиговых испытаний. При этом испытания должны проводиться с фиксацией деформаций во времени на каждой ступени нагрузки. Частные значения $\delta_{crp,i}$ и $\delta_{1,crp,i}$ следует определять исходя из зависимости

$$\varepsilon_{t,i} = \varepsilon_{0,i} \left[1 + \frac{\delta_{crp,i}}{\delta_{1,crp,i}} (1 - e^{-\delta_{1,crp,i} t}) \right] \quad (2)$$

где $\varepsilon_{t,i}$ – частные значения деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях) в момент времени t ;

$\varepsilon_{0,i}$ – частные значения мгновенной деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях).

Расчетные значения δ_{crp} и $\delta_{1,crp}$ следует принимать равными нормативным.

2.11. За нормативное значение коэффициента фильтрации k_n следует принимать среднее арифметическое частных значений коэффициента фильтрации грунта, определяемых путем испытаний его на водопроницаемость в лабораторных или полевых условиях с учетом структурных особенностей основания (в том числе возникающих после возведения сооружения). Например, при резко выраженной фильтрационной анизотропии грунта, когда его водопроницаемость изменяется в зависимости от направления более чем в 5 раз, необходимо определять коэффициенты фильтрации по главным осям анизотропии, указывая при этом ориентировку этих осей в пространстве.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k следует принимать равными нормативным.

Примечание. Для портовых сооружений и речных сооружений III и IV классов расчетные значения коэффициентов фильтрации грунтов основания допускается определять по аналогам, а также расчетом, используя другие физико-механические характеристики грунтов.

2.12. Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_{cr,m}$ в основании сооружения с дренажем следует принимать по табл. 3.

Таблица 3

Грунт	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,m}$
Песок:	
мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

Расчетные значения местного критического градиента напора I_{cr} следует определять, используя расчетные методы оценки суффозионной устойчивости грунтов либо путем испытаний грунтов на суффозионную устойчивость в лабораторных или натурных условиях.

Для несуффозионных песчаных грунтов I_{cr} допускается принимать при выходе потока в дренаж 1,0, а за дренажем – 0,3. Для пылевато-глинистых грунтов при наличии дренажа или жесткой пригрузки при выходе на поверхность грунта I_{cr} допускается принимать 1,5, а при деформируемой пригрузке – 2,0.

2.13. Нормативные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{1,n}$ и $\mu_{2,n}$ следует определять в натурных условиях по результатам наблюдений за изменением напоров уровня воды в инженерно-геологическом элементе основания при изменении напора в определенной точке (например, в опытной скважине).

Расчетные значения коэффициентов μ_1 и μ_2 следует принимать равными нормативным.

Примечание. Значения μ_1 и μ_2 оснований сооружений II–IV классов допускается определять по результатам испытаний в лабораторных условиях.

ХАРАКТЕРИСТИКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

2.14. Нормативные значения предела прочности отдельности скального грунта на одностороннее сжатие $R_{t,n}$ и одноосное растяжение $R_{c,n}$, а также предела прочности массива скального грунта на смятие $R_{cs,m,n}$ одноосное растяжение $R_{t,m,n}$ и одноосное сжатие $R_{c,m,n}$ следует определять как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях.

Методы проведения испытаний и обработки результатов для получения частных значений характеристики $R_{cs,m}$ приведены в рекомендуемом приложении 4.

Частные значения характеристик R_c и R_t рекомендуется определять соответственно методами одноосного сжатия и растяжения образцов отдельностей в лабораторных условиях.

Частные значения характеристик $R_{c,m}$ и $R_{t,m}$ следует, как правило, определять экспериментально в полевых условиях.

Испытания для определения $R_{c,m}$ рекомендуется проводить методом одноосного сжатия скальных целиков, а для определения $R_{t,m}$ – методом отрыва бетонных штампов или скальных целиков по контакту бетон – скала, по массиву или трещинам в условиях одностороннего растяжения.

Расчетные значения характеристик прочности $R_{c,I,II}$, $R_{t,I,II}$, $R_{cs,m,I}$, $R_{c,m,II}$ и $R_{t,m,II}$ следует определять по формуле (1). При этом коэффициент надежности по грунту γ_g для характеристики $R_{t,II}$ необходимо принимать $\gamma_g = 1$, а для характеристики $R_{c,II}$ должен определяться в соответствии с требованиями ГОСТ 20522–75 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$.

При обосновании расчетные значения $R_{t,m,II}$ в направлениях, не совпадающих с нормалами к плоскостям трещин, допускается принимать по табл. 4, а в направлениях, совпадающих с нормалами к плоскостям сплошных трещин, принимать равными нулю.

2.15. Нормативные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n массивов скальных грунтов следует определять для всех потенциально опасных расчетных поверхностей или элементарных площадок сдвига по результатам полевых или лабораторных (в том числе

модельных) испытаний, проводимых методом среза (сдвига) бетонных штамповили скальных целиков.

Испытанияуказанными методами и определение по их результатам нормативных значенийхарактеристик $\operatorname{tg} \varphi_{\text{ис},l}$ следует производить для условий,соответствующих всем расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

Нормативные значения характеристики $\operatorname{tg} \varphi_{\text{ис},l}$ должны определяться в соответствии с обязательным приложением 2.

2.16.Расчетные значения характеристики $\operatorname{tg} \varphi_{\text{ис},l}$ скальных грунтов следует вычислять по формуле (1). При этом коэффициенты надежности по грунту γ_g следует устанавливать в соответствии с обязательным приложением 2 при одностороннейдоверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Если полученное при этом значение \square будет более 1,25 или менее 1,05, то его следует принимать соответственно равным 1,25или 1,05.

Расчетные значения характеристики $\operatorname{tg} \varphi_{\text{ис},l}$ следует принимать равными нормативным.

Примечания: 1. Для определения расчетных значенийхарактеристик $\operatorname{tg} \varphi_l$ и c_l по результатамиспытаний при обосновании можно использовать метод линейной аппроксимациинижней доверительной границы зависимости между нормальными и предельнымикасательными напряжениями, полученной при $\alpha = 0,95$ с использованием усеченного распределения измеренных величин.

2. При определении расчетных характеристик $\operatorname{tg} \varphi_{l,II}$ и $c_{l,II}$ по экспериментальным данным необходимо учитывать возможно несоответствие между условиями проведения испытаний и натурными условиями.

3. Для оснований сооружений III и IV классов,а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономическогообоснования строительства расчетные значения характеристики $\operatorname{tg} \varphi_{l,II}$ и $c_{l,II}$ при обосновании допускается принимать по табл. 4 (использованиеманалогов, корреляционных связей и т.д.). Значения $\operatorname{tg} \varphi_{l,II}$ и $c_{l,II}$ для оснований сооружений I и II классов на стадиях проекта и рабочей документациита же при обосновании допускается принимать по табл. 4, если расчеты сиспользованием этих характеристик не определяют габариты сооружений.

2.17.Нормативные значения характеристик деформируемости массивов скальных грунтов(модуля деформации E_l ,

коэффициента поперечнойдеформации ν_x ,скоростей распространения продольных и поперечных волн $v_{t,n}$, $v_{s,n}$ идр.) следует определять как средние арифметические частных значений этиххарактеристик, полученных для данного инженерно–геологического элемента вотдельных испытаниях. Нормативные значения E_l и ν_x допускаетсяяже определять исходя из корреляционной зависимости между статической (E_l) и динамической($v_{t,n}$ или $v_{s,n}$)характеристиками, установленной при сопоставлении частных сопряженных значенийэтых характеристик, полученных в одних и тех же точках массива, расположенных вразных инженерно–геологических элементах исследуемого основания. При этомиспытания для получения частных значений E_l и ν_x должны проводиться методами статического нагружения массива скального грунта, а для получения частных значений v_t или v_s –динамическими (сейсмоакустическими или ультразвуковыми) методами.

Для основанийсооружений III и IV классов, а также для основанийсооружений I и II классов настадии технико-экономического обоснования строительства при определениенормативных значений E_l корреляционную зависимость с динамическими характеристиками допускается при обоснованиипринимать на основе обобщения данных испытаний для аналогичныхинженерно–геологических условий.

2.18.Расчетные значения модуля деформации E ,если они используются в расчетах местной прочности основания, должны определяться по формуле (1). При этом коэффициент надежности по грунту γ_g , если нормативное значение E_l установлено как среднееарифметическое частных значений, должен определяться в соответствии стребованиями ГОСТ 20522–75 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,85$. Из полученных двух значений \square должно прприниматься меньшее. Если значение E_l установлено покорреляционным зависимостям с динамическими показателями, следует принимать $\gamma_g = 0,8$.

Расчетные значения E , если они используются в расчетах устойчивости, в расчетах основания по деформациям и в расчетахпрочности сооружения, следует принимать равными нормативным.

Приобосновании расчетные значения модуля деформации скальных массивов E допускается определять на основеанalogовых корреляционных связей этой характеристики с характеристиками других свойств – водопроницаемостью, воздухопроницаемостью и др. При этомхарактеристики других свойств должны быть установлены по результатам испытаний изучаемом скальном массиве.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации v следует принимать равными нормативным.

Приобосновании расчетные значения имассивов скального грунта допускается определять по аналогам.

2.19.Нормативные значения коэффициента фильтрации k_l и удельного водопоглощения q_l следует определять как средние арифметические значений результатов, полученных прииспытаниях, выполненных одинаковым методом в соответствии с ГОСТ 23278–78. Всложных гидрогеологических условиях (резко выраженная анизотропияфильтрационных свойств, карст, неопределенность граничных условий и др.)нормативное значение k_l следует определять по результатам испытаний в кусте скважин.

Испытания по определению k_f и q_f необходимо проводить с учетом напряженного состояния грунта в изучаемой зоне основания.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k_f удельного водопоглощения q_f следует принимать равными нормативным.

2.20. Нормативные значения критической скорости движения воды в трещинах (прослойках, тектонических зонах дробления)

$v_{cr,j,n}$, как правило, следует определять по результатам супфозионных испытаний заполнителя трещин (прослоек, зон дробления).

Расчетные значения $v_{cr,j}$ следует принимать равными нормативным.

Для оснований сооружений III и IV классов, а при обосновании – и для оснований сооружений I и II классов расчетные значения

$v_{cr,j}$ допускается определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости фильтрующейся воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

Расчетные значения (равные нормативным) критического градиента напора $I_{cr,j}$ фильтрационного потока в направлении простирания рассматриваемой системы трещин следует определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

2.21. Нормативные и расчетные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{1,n}$, μ_n и μ_1, μ

следует определять в соответствии с п. 2.13 только по результатам испытаний в натурных условиях.

Таблица 4

Категория грунта	Грунты основания	Расчетные значения характеристик $\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ скальных грунтов для расчетов										Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов $R_{t,w,I}$, МПа (kg/cm^2)		
		местной прочности по площадкам сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетон–скла		устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетон–скла; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве		Устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм		Менее 2 (в том числе сомкнутые)		От 2 до 20				
		См. *4	См. *5	См. *6	См. *7	См. *6	См. *7	См. *6	См. *7	См. *6	См. *7			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Скальные (massивные, крупноблочные, сплоистые, плитчатые, очень слабо – и слабо-трещиноватые, невыветрелые) с $R_e > 50$ МПа (500 kg/cm^2)	1,8 (20)	2,0	0,95	0,4	0,8 (4,0)	0,15 (1,5)	0,70	0,1 (1,0)	0,6	0,1 (1,0)	0,55 (0,5)	0,05 (-2,5)	-0,25
2	Скальные (massивные, крупноблочные, блочные, сплоистые, плитчатые, среднетрещиноватые, слабовыветрелые) с $R_e > 50$ МПа (500 kg/cm^2)	1,5 (17)	1,7	0,85	0,3	0,8 (3,0)	0,15 (1,5)	0,70	0,1 (1,0)	0,6	0,1 (1,0)	0,55 (5,0)	0,5 (-1,7)	-0,17
3	Скальные (massивные, крупноблочные, блочные, сплоистые, плитчатые, сильно – и очень сильно трещиноватые)	1,3 (10)	1,0	0,80	0,2	0,7 (2,0)	0,1 (1,0)	0,65	0,05 (0,5)	0,55 (0,5)	0,05 (0,5)	0,45 (0,2)	0,02 (-1,0)	-0,10

	c $R_c = 15-50$ МПа ($150-500$ кгс/см 2); скользкие (слабовыветрелые, слаботрещиноватые)													
4	c $R_c = 5-15$ МПа ($50-150$ кгс/см 2) Полускальные (плитчатые, тонко- плитчатые, средне-, сильно- и очень сильнотрещиноватые) c $R_c < 5$ МПа (50 кгс/с m^2)	1,0	0,3 (3,0)	0,75 (1,5)	0,15 (1,5)	0,65 (0,5)	0,05 (0,5)	0,56 (0,3)	0,03 (0,3)	0,50 (0,3)	0,03 (0,3)	0,45 (0,2)	0,02 (-0,5)	-0,05 (-0,5)

* R_c – нормативные значения прочности отдельностей на одноосное сжатие.

Примечания: 1. В графах 5–14 следует принимать $\gamma_g = 1,25$.

2. Для поверхностей сдвига, приуроченных к прерывистым и кулисообразным трещинам, приведенные в графах 7–14 значения характеристик $\text{tg} \varphi_I, \text{tg} \varphi_{II} / \gamma_g$ необходимо умножить на 1,1 а характеристики $c_I, c_{II} / \gamma_g$ – на 1,2.

3. Приведенные в табл. 4 характеристики соответствуют водонасыщенному состоянию массива грунта.

4. $\text{tg} \varphi_I$

5. c_{II} , МПа(кгс/см 2)

6. $\text{tg} \varphi_I, \text{tg} \varphi_{II} / \gamma_g$

7. $c_I, c_{II} / \gamma_g$, МПа(кгс/см 2)

2.22.Массивы скальных грунтов по степени трещиноватости, водопроницаемости, деформируемости, выветрелости, по нарушению сплошности и показателю качества RQD характеризуются данными, приведенными в рекомендуемом приложении 1.

2.23.По деформируемости и прочности в различных направлениях массивы скальных грунтов следует считать изотропными при коэффициенте анизотропии не более 1,5 и анизотропными при коэффициенте анизотропии более 1,5. Под коэффициентом анизотропии понимается отношение большего значения характеристики к меньшему вдвух заданных направлениях.

3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ

3.1.Критерием обеспечения устойчивости сооружения, системы сооружение – основание склонов (массивов) является условие

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (3)$$

где F, R – расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся повернуть (опрокинуть) и удержать сооружение;

γ_{lc} – коэффициент условий работы, определяемый по указаниям СНиП 33-01-2003;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 5;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, определяемый по указаниям СНиП 33-01-2003.

Примечания: 1. При расчете устойчивости скальных склонов и откосов по предельным состояниям второй группы γ_{lc} и γ_n следует принимать равными единице.

2. Устойчивость плотин из грунтовых материалов следует рассчитывать в соответствии с требованиями СНиП 2.06.05–84.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

Типы сооружений и оснований	Коэффициент условий работы γ_c	Типы сооружений и оснований	Коэффициент условий работы γ_c
Бетонные и железобетонные сооружения на полускальных и нескальных основаниях (кроме портовых сооружений)	1,0	а) приуроченных к трещинам б) не приуроченных к трещинам	1,0 0,95
То же, на скальных основаниях (кроме арочных плотин и портовых сооружений) для расчетных поверхностей сдвига:		Арочные плотины и другие распорные сооружения на скальных основаниях	0,75
		Портовые сооружения Откосы и склоны	1,15 1,0

Примечание. В необходимых случаях кроме приведенных в табл. 5 коэффициентов принимаются дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие особенности конструкций сооружений и их оснований.

3.2. При определении расчетных нагрузок коэффициенты надежности по нагрузкам следует принимать согласно требованиям СНиП II-50-74.

Примечания: 1. Коэффициенты надежности по нагрузкам следует принимать одинаковыми (повышающими или понижающими) для всех проекций расчетной нагрузки.

2. Все нагрузки от грунта (вертикальное давление от веса грунта, боковое давление грунта) следует, как правило, определять по расчетным значениям характеристик грунта $\operatorname{tg} \varphi_{I,II}, c_{I,II}, \gamma_{I,II}$, принимая при этом коэффициенты надежности по нагрузкам равными единице.

3.3. Расчет устойчивости сооружений и грунтовых массивов следует, как правило, производить методами, удовлетворяющими всем условиям равновесия в предельном состоянии.

Допускается применять и другие методы расчета результаты которых проверены опытом проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

В расчетах устойчивости следует рассматривать все физически и кинематически возможные схемы потери устойчивости сооружений, систем сооружение – основание и склонов (массивов).

Примечания: 1. Расчеты следует выполнять для условий плоской или пространственной задачи. При этом условия пространственной задачи принимают, если $l < 3b$ или $l < 3h$ (для шпунтовых сооружений) или когда поперечное сечение сооружения, нагрузки, геологические условия меняются по длине $l_1 < 3b (< 3h)$ где l и b – соответствующая длина и ширина сооружения, h – высота сооружения с учетом углубления сооружения или шпунта в грунт основания, l_1 – длина участка с постоянными характеристиками.

2. В расчетах устойчивости для условий пространственной задачи необходимо учитывать силы трения и сцепления по боковым поверхностям сдвигаемого массива грунта и сооружения. При этом следует, как правило, давление на боковые поверхности принимать равным давлению покоя, определяемому по указаниям СНиП II-55-79.

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

3.4. В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях следует рассматривать возможность потери устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Выбор схемы сдвига в зависимости от вида сооружения, классификационной характеристики основания, схемы загружения и других факторов производится по указаниям пп. 3.5, 3.9 и 3.11.

Перечисленные схемы сдвига могут иметь место как при поступательной форме сдвига, так и присдвиге с поворотом в плане.

Для сооружений, основанием которых являются естественные или искусственные откосы или их гребни, необходимо также рассматривать схему общего обрушения откосов вместе с расположенным на нем сооружением.

3.5. Расчет устойчивости гравитационных сооружений (кроме портовых), основания которых сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми пылевато-глинистыми грунтами, следует производить только по схеме плоского сдвига при выполнении условия

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{\max}}{b\gamma_1} \leq N_0. \quad (4)$$

В случаях, если основания сложены тугопластичными пылевато-глинистыми грунтами, кроме условия (4) следует выполнять условия:

$$\operatorname{tg} \psi_1 = \operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_m} \geq 0,45; \quad (5)$$

$$c_v^0 = \frac{k(1+e)t_0}{a\gamma_w h_0^2} \geq 4. \quad (6)$$

В формулах (4)–(6):

N_s – число моделирования;

σ_{\max} – максимальное нормальное напряжение в угловой точке под подошвой сооружения (снизовой стороны);

b – размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура);

γ_1 – удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом еезвешивающего действия;

N_0 – безразмерное число, принимаемое для плотных лесковравным 1, для остальных грунтов – равным 3. Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов N_0 , как правило, следует уточнять по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;

$\operatorname{tg} \Psi_1$ – расчетное значение коэффициента сдвига;

$\operatorname{tg} \Psi_1 \cdot c_1$ – то же, что в п. 2.7;

σ_m – среднее нормальное напряжение по подошве сооружения;

c_u^0 – коэффициент степени консолидации;

k – коэффициент фильтрации;

e – коэффициент пористости грунта вестественном состоянии;

t_0 – время возведения сооружения;

a – коэффициент уплотнения;

γ_w – удельный вес воды;

h_0 – расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая для сооружения с шириной подошвы b , на части которой b_d расположен дренаж, равной:

а) для однослоиного основания:

при наличии водоупора, залегающего на глубине h_1 ($h_1 \leq H_c$; H_c – см. п. 7.9),

$$h_0 = h_1 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (7)$$

при залегании в основании дренирующего слоя на глубине h_1 ($h_1 \leq H_c$)

$$h_0 = \frac{h_1}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (8)$$

б) для двухслойного основания с толщинами слоев h_1 и h_2 :

при наличии водоупора и при $k_1 \equiv k_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$)

$$h_0 = h_1 + h_2 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (9)$$

при наличии дренирующего слоя на глубине $h_1 + h_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$)

$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (10)$$

Примечание. Указания настоящего пункта не распространяются на случаи, когда особенности конструкции сооружения и геологического строения основания, а также распределение нагрузок предопределяют глубинный сдвиг.

3.6. При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига следует принимать:

при плоской подошве сооружения – плоскость опирания сооружения на основание с обязательной проверкой устойчивости по горизонтальной плоскости сдвига, проходящей через верховой край подошвы;

при наличии в подошве сооружения верхового и низового зубьев: при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового, – плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба; при глубине заложения низового зуба более глубины заложения верхового зуба – горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при этом все силы следует относить к указанной плоскости, за исключением пассивного давления грунта со стороны нижнего бьефа, которое надлежит определять по всей глубине низового зуба);

при наличии в основании сооружения каменной постели – плоскости, проходящие по контакту сооружения с постелью и

постели с грунтом; при наличии у каменной постели заглубления в грунт следует рассматривать также наклонные плоскости или ломаные поверхности, проходящие через постель;

для гравитационных сооружений на континентальном шельфе при наличии в их подошве ребер («юбок» и внутренних ребер) - плоскости, проходящие в контактной области частично в пределах ребер, частично по контакту подошвы с грунтом основания;

при наличии в основании зон, слоев или прослоек слабых грунтов, в том числе в зонах промораживания-оттаивания, следует дополнительно оценить степень устойчивости сооружения применительно к расчетным плоскостям, проходящим в этих зонах или слоях.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

3.7. При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плоскости сдвига $R = R_{pl}$ и F в условии (3) следует определять по формулам:

$$R_{pl} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + \gamma_c E_{p,tw} + A_g c_1 + R_g; \quad (11)$$

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw}, \quad (12)$$

где R_{pl} – расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

P – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодавление);

$\operatorname{tg} \varphi_1, c_1$ – характеристики грунта по расчетной поверхности сдвига, определяемые по указаниям разд. 2;

γ_c – коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости, принимаемый по результатам экспериментальных исследований; при их отсутствии значение γ_c следует принимать: для всех видов сооружений, кроме портовых – 0,7, для портовых – 1;

$E_{p,tw}, E_{a,hw}$ – соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с парковой стороны, определяемые по указаниям СНиП II-55-79; при определении $E_{p,tw}, E_{a,hw}$ ниже уровня воды следует учитывать ее взвешивающее действие на грунт, а также влияние фильтрационных сил;

A_g – площадь горизонтальной проекции подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление;

R_g – горизонтальная составляющая силы сопротивления свай, анкеров и т. д.;

F – расчетное значение сдвигающей силы;

T_{hw}, T_{tw} – суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, за исключением активного давления грунта.

Примечания: 1. В случае наклонной плоскости сдвига при определении R_{pl} и F силы проектируются на эту плоскость и на нормаль к ней.

2. Для вертикально- и наклонно-слоистых оснований $\operatorname{tg} \varphi_1$ и c_1 следует определять по обязательному приложению 5 как средневзвешенные значения характеристик грунтов всех слоев с учетом перераспределения нормальных контактных напряжений между слоями пропорционально их модулям деформации.

3. Под низовой стороной сооружения понимается та, в направлении которой проверяется возможность сдвига.

4. Для портовых сооружений I класса величины $\operatorname{tg} \varphi_1$ и c_1 по контакту сооружения с каменной постелью следует определять по результатам экспериментальных исследований. Для портовых сооружений II–IV классов, а также I класса на стадии технико-экономического обоснования строительства допускается принимать по контакту сооружение – каменная наброска – $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0,6$, $c_1 = 0$, по поверхности сдвига внутри каменной наброски – $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0,85$, $c_1 = 0$.

5. При наличии постели под сооружением пассивное давление грунта, как правило, следует определять только ниже подошвы сооружения с учетом веса вышележащего грунта.

3.8. В случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентрикитетом в плоскости подошвы $e_f \geq 0,05\sqrt{lb}$, расчет устойчивости сооружений следует производить по схеме плоского сдвига спиральным поворотом в плане (l и b – размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения). Эксцентрикитет e_f силе предельного сопротивления сдвигу при плоском сдвиге с поворотом $R_{pl,t}$ следует определять по указаниям, приведенным в рекомендуемом приложении 6.

3.9. Расчет устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига следует производить для сооружений на однородных основаниях во всех случаях, если не соблюдаются условия, приведенные в п. 3.5. При этом сопротивление основания сдвигу следует принимать равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором (черт. 1). Сила предельного сопротивления при расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига R_{com} при поступательной форме сдвига определяется по формуле

$$R_{com} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_I + c_I) b_2 l + \tau_{lim} b_1 l, \quad (13)$$

где σ_m – тоже, что в формуле (5);

$$\operatorname{tg} \varphi_I \text{ и } c_I$$

b_1, b_2 – расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходят сдвиг с выпором и плоский сдвиг;

τ_{lim} – предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, определяемое в соответствии с указаниями рекомендуемого приложения 7;

l – размер стороны прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярной сдвигающей силе.

Черт.1. Схема к расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения присмешанном сдвиге
аб – участок плоского сдвига; бв – участок сдвига с выпором; бвгдб – зона выпора

Значения b_1 следует определять в зависимости от s_{max} (с низовой стороны) по черт. 2. При эксцентриките e_p нормальной силы P в сторону нижнего бьефа в формуле (13) вместо b , b_1 и b_2 следует принимать b^e , b_1^e и b_2^e (где $b' = b - 2e_p$, а

$$b'_1 = b_1 \frac{b'}{b}$$

); эксцентрикитет в сторону верхнего бьефа в расчетах не учитывается.

Черт.2. Графики для определения ширины участка подошвы сооружения b_1 , на котором происходит сдвиг с выпором грунта основания

a – для грунтов с коэффициентом сдвига $\operatorname{tg} \varphi_I > 0,45$; b – то же, при $\operatorname{tg} \varphi_I < 0,45$; σ_{flr} – среднее нормальное напряжение в подошве сооружений, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки (σ_{flr} определяется по рекомендуемому приложению 5; $\sigma_{cr} = N_0 b \gamma_I$).

Для портовых сооружений и сооружений на континентальном шельфе расчеты устойчивости по схеме смешанного сдвига допускается не производить.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

3.10. При смешанном сдвиге с поворотом в плане предельная сдвигающая сила принимается равной $\alpha_i R_{com}$, где α_i – коэффициент, определяемый по указаниям рекомендуемого приложения 6, R_{com} – тоже, что в формуле (13).

3.11. Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига следует производить:

а) для всех типов сооружений, несущих только вертикальную нагрузку, а для портовых сооружений – независимо от характера нагрузки;

б) при невыполнении требований п. 3.5 для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на неоднородных основаниях.

3.12. Расчет устойчивости гравитационных сооружений (кроме портовых) по схеме глубинного сдвига допускается производить по рекомендуемому приложению 7.

Расчет устойчивости портовых сооружений, как правило, следует производить двумя методами, исходя из поступательного перемещения сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением по ломанным плоскостям сдвига и из вращательного их перемещения по круглоцилиндрической поверхности сдвига в соответствии с рекомендуемым приложением 8, а при специальном обосновании – одним из указанных методов.

При использовании обоих методов определяющими являются результаты расчета устойчивости по тому методу, по которому условие (3) показывает меньшую надежность сооружения.

3.13. При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных глинистыми грунтами со степенью влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициентом степени консолидации $C_u^0 < 4$ (см. п. 3.5), следует учитывать нестабилизированное состояние грунта основания одним из способов:

- принимая характеристики прочности $\text{tg } \varphi_i$ и c_i , соответствующие степени консолидации грунта основания к расчетному моменту (т.е. полным напряжениям), или s_u,i , и не учитывая при этом в расчетах наличие избыточного порового давления, обусловленного консолидацией грунта;
- учитывая поверхности сдвига действие избыточного порового давления, возникающего при консолидации грунта (определенного экспериментальным или расчетным путем), и принимая характеристики прочности $\text{tg } j_i$ и c_i соответствующие полностью консолидированному состоянию грунта (т.е. эффективным напряжениям).

При расчете устойчивости сооружений на водонасыщенных несkalьных основаниях, воспринимающих кроме статических также динамические нагрузки, следует учитывать влияние этих нагрузок на несущую способность грунтов, приводящее к снижению сопротивления недренированному сдвигу связных грунтов и возникновению избыточного порового давления в несвязных грунтах.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

3.14. Расчеты устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосов склонов следует выполнять по схеме сдвига по плоским или ломанным расчетным поверхностям. При этом определяющими являются результаты расчета по той схеме, которая по условию (3) показывает меньшую надежность сооружения (откоса, склона).

При плоской расчетной поверхности сдвига следует учитывать две возможные схемы нарушения устойчивости:

поступательный сдвиг;

сдвиг с поворотом в плане.

При ломаной расчетной поверхности сдвига следует учитывать три возможные расчетные схемы:

сдвиг вдоль ребер ломаной поверхности (продольный);

сдвиг поперек ребер ломаной поверхности (поперечный);

сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (косой).

Выбор схемы нарушения устойчивости сооружения или откоса (склона) и определение расчетных поверхностей сдвига следует производить, используя данные анализа инженерно-геологических структурных моделей, отражающих основные элементы трещиноватости скального массива (ориентировку, протяженность, мощность, шероховатость трещин, их частоту и т.д.) и наличие ослабленных прослоек и областей.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

3.15. При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поступательного и продольного сдвигов

величины, входящие в условие (3), необходимо определять по формулам:

$$F = T; \quad (14)$$

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_{I,II,i} + c_{I,II,i} A_i) + E_d + R_g, \quad (15)$$

где F, R – то же, что в формуле (3);

T – активная сдвигающая сила (проекция равнодействующей расчетной нагрузки на направление сдвига);

P_i – равнодействующая нормальных напряжений (сил), возникающих на i -м участке поверхности сдвига от расчетных нагрузок;

R_g – сила сопротивления, ориентированная противоположно сдвигу, возникающая от анкерных усилий и т.д.;

n – число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;

$\operatorname{tg} \varphi_{I,II,i}$, $c_{I,II,i}$ – расчетные значения характеристик скальных грунтов для i -го участка расчетной поверхности сдвига, определяемые в соответствии с требованиями п.2.16;

A_i – площадь i -го участка расчетной поверхности сдвига;

E_d – расчетная сила сопротивления упорного массива (обратной засыпки), определяемая по указаниям п.3.16.

3.16. Расчетное значение силы сопротивления упорного массива или обратных засыпок следует определять по формуле

$$E_d = \gamma_c E_{p,d}, \quad (16)$$

где $E_{p,d}$ – расчетное значение силы пассивного сопротивления.

Для обратных засыпок и упорных массивов без выраженных поверхностей ослабления $E_{p,d}$ определяется по указаниям СНиП II-55-79. Для упорного массива, содержащего поверхности ослабления, по которым данный массив может быть сдвинут,

значение $E_{p,d}$ следует определять без учета характеристик $\operatorname{tg} \varphi$ ис по упорной грани по формуле

$$E_{p,d} = Q \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_{I,II}) + \frac{c_{I,II} A \cos \varphi_{I,II}}{\cos(\alpha + \varphi_{I,II})}, \quad (17)$$

где Q – вес призмы выпора;

A – площадь поверхности сдвига призмы выпора;

α – угол наклона поверхности сдвига (плоскости ослабления) призмы выпора к горизонту;

$\operatorname{tg} \varphi_{I,II,i}$, $c_{I,II,i}$ – расчетные значения характеристик грунтов по поверхности сдвига (выпора);

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от соотношения модулей деформации грунта упорного массива (обратной засыпки) E_s и основания E_f :

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \geq 0,8 \quad \gamma_c = 0,7;$$

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \leq 0,1 \quad \gamma_c = \frac{E_r}{E_{p,d}};$$

$$\text{при } 0,8 > \frac{E_s}{E_f} > 0,1 \quad \gamma_c \text{ определяется линейной интерполяцией};$$

E_r – давление покоя, определяемое по формуле

$$E_r = \frac{h^2 \gamma}{2} \cdot \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (18)$$

где γ – удельный вес грунта упорного массива;

ν – коэффициент поперечной деформации грунта упорного массива;

h – высота упора на контакте сооружением или откосом.

Примечания: 1. Сопротивление упорного массива следует учитывать только в случае обеспечения плотного контакта сооружения или откоса супорным массивом,

2. Сила $E_{p,d}$ принимается горизонтальной независимо от наклона упорной грани массива.

3.17.При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме сдвига с поворотом в плане следует учитывать возможное уменьшение сопротивления сдвига R против значений сил, устанавливаемых в предположении поступательного движения. При этом корректировку значений R допускается производить в соответствии с требованиями рекомендованного приложения 6.

3.18.Расчеты устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига следует производить, как правило, расчленяя призму обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы.

Расчленение призмы обрушения (сдвига) на элементы производится в соответствии с характером поверхности сдвига, структурой скального массива призмы и распределением действующих на нее сил. В пределах каждого элемента по поверхности сдвигах характеристики прочности скального грунта принимаются постоянными.

Выбор направлений расчленения призмы обрушения на элементы и расчетного метода следует производить с учетом геологического строения массива. При наличии пересекающих призму обрушения (сдвига) поверхностей ослабления, по которым возможно достижение предельного равновесия призмы, плоскости раздела между элементами следует располагать по этим поверхностям ослабления.

3.19.Расчеты устойчивости по схеме косого сдвига следует выполнять в тех случаях, когда направление смещения массива не совпадает с направлением ребра (ребер) пересечения плоскостей сдвига, например, при расчетах устойчивости береговых упоров арочных плотин и подобных массивов.

3.20.(Изменен, Изм. № 1)

3.21.Для оценки устойчивости сооружений на скальных основаниях и скальных откосов, относимых к I классу, при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету, как правило, следует проводить исследования на моделях.

4.ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ

4.1. При проектировании основания гидroteхнического сооружения необходимо обеспечивать фильтрационную прочность грунтов основания, устанавливать допустимые по технико-экономическим показателям фильтрационные расходы и противодавление фильтрующейся воды на подошву сооружения. При этом также надлежит определять:

форму свободной поверхности фильтрационного потока (депрессионной поверхности) и местоположения участков его высыпания;

распределение напора фильтрационного потока главным образом вдоль подземного контура сооружения, на участках его разгрузки и в местах сопряжения грунтов, отличающихся фильтрационными свойствами и структурой порового пространства;

фильтрационный расход на характерных участках основания;

силовое воздействие фильтрационного потока на массив грунта основания;

общую местную фильтрационную прочность грунтов в основании, причем общую фильтрационную прочность следует оценивать лишь для нескальных грунтов основания, а местную – для всех классов грунтов.

Примечание. При выполнении фильтрационных расчетов основания необходимо учитывать дополнительное обводнение верхних мелкозернистых слоев грунтовой толщи (выше поверхности депрессии) за счет капиллярного поднятия воды (образования "капиллярной каймы")

(Измененная редакция, Изм. № 1)

4.2.Характеристики фильтрационного потока следует определять путем его моделирования на физических или математических фильтрационных моделях основания с использованием, как правило, моделей (схем) основания, отражающих геологическую структуру грунтового массива выделением наиболее характерных водоопроницаемости и супфазионной устойчивости грунтов областей, которые попадают в активную область фильтрационного потока. Границы этих областей следует определять предварительными расчетами, исходя из намеченных размеров и конфигурации подземного контура сооружения.

4.3.Критерием обеспечения общей фильтрационной прочности нескального основания является условие

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m}, \quad (20)$$

где $I_{cr,m}$ –расчетное значение осредненного критического градиента напора, принимаемое поп. 2.12;

γ_n –коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый по п.3.1.

Значение $I_{est,m}$ для оснований сооружений I и II классов следует определять по методу удлиненной контурной линии. В отдельных случаях значения $I_{est,m}$ допускается определять и другими приближенными методами.

4.4.Местную фильтрационную прочность несkalьного основания необходимо определять только в следующих областях основания:

в областях выхода (разгрузки) фильтрационного потока из толщи основания в нижний бьеф, дренажное устройство и т. п., в прослойках суффозионно-неустойчивых грунтов;

в местах с большим падением напора фильтрационного потока, например, при обтекании подземных преград;

на участках контактагрунтов с существенно разными фильтрационными свойствами и структурой. Критерием обеспечения местной фильтрационной прочности несkalьного основания является условие

$$I_{est} \leq \frac{I_{cr}}{\gamma_n} \quad (21)$$

где I_{est} –местный градиент напора в рассматриваемой области основания, определяемый методами, указанными в. п. 4.2;

I_{cr} –местный критический градиент напора, определяемый по п. 2.12.

4.5.Критериями обеспечения местной фильтрационной прочности скальных оснований являются условие (21), в котором

I_{cr} заменяется на $I_{cr,j}$ и условие

$$\frac{v_{est,j}}{n_j} = \frac{v_{est,m}}{n_j} \leq \frac{v_{cr,j}}{\gamma_n} \quad (22)$$

где $v_{est,j}$ –средняя скорость движения воды в трещинах массива основания;

$v_{est,m}$ –скорость фильтрации воды в массиве в направлении простирания выделенной системы трещин;

n_j –расчетная пустотность массива, определяемая наличием в нем полых трещин той же системы при доверительной вероятности их раскрытия 0,95;

$v_{cr,j}$ –критическая скорость движения воды в трещинах, определяемая по п. 2.20;

$I_{cr,j}$ –критический градиент напора в направлении простирания рассматриваемой системы трещин, определяемый по п. 2.20.

4.6.Проектирование подземного контура напорных сооружений должно выполняться в соответствии с требованиями СНиП 2.06.05–84 и СНиП 2.06.06–85. При выборе системы дренажа и противофильтрационных устройств в основании проектируемого сооружения необходимо также учитывать условия его эксплуатации, инженерно-геологические условия и требования по охране окружающей среды в части подтопления, заболачивания прилегающей территории, активизации карстово-суффозионных процессов и т. п.

4.7.При проектировании противофильтрационной завесы в несkalьном основании следует принимать следующие критические градиенты напора:

в инъекционной завесе в гравийных и галечниковых грунтах – 7,5; в песках крупных и средней крупности – 6,0 и в мелких песках – 4,0;

в завесе, сооружаемой способом „стена в грунте” в грунтах с коэффициентами фильтрации до 200 м/сут, в зависимости от материала и длительности ее эксплуатации – по табл. 6.

Таблица 6

Материал завесы	Критический градиент напора в завесе I_{cr}
Бетон	180
Глиноцементный раствор	125
Комовая глина	40
Заглинанизированный грунт	25

Примечание. Для временных завес критические градиенты напора допускается увеличивать на 25 %.

4.8. При проектировании противофильтрационной (цементационной) завесы в скальном основании следует принимать критический градиент напора I_{cr} в зависиомости от удельного водопоглощения в пределах завесы q_c по табл. 7.

В случае, когда завеса (одна или в сочетании с другими противофильтрационными устройствами) также защищает от выщелачивания содержащиеся в основании растворимые грунты, допустимое удельное водопоглощение следует обосновывать расчетами и экспериментальными исследованиями.

Проницаемость противофильтрационной завесы должна быть ниже проницаемости грунта основания не менее чем в 10 раз.

Таблица 7

Удельное водопоглощение скального грунта в завесе q_c , л/(мин м ²)	Критический градиент напора в завесе I_{cr}
Менее 0,01	35
0,01 – 0,05	25
0,05 – 0,1	15

4.9. Для предотвращения выпора грунта на участках, где фильтрационный поток с градиентами напора, близкими к единице, выходит на поверхность основания, в проекте необходимо предусматривать проницаемую пригрузку или разгрузочный дренаж. Материал пригрузки должен подбираться по принципу обратного фильтра для защиты грунта основания от контактной суффозии.

Для изотропно-проницаемого и однородного основания необходимая толщина пригрузки (при отсутствии давления на нее сверху) определяется по формуле

$$t = \frac{1}{\gamma_{d',up}} (\gamma_n \gamma_w h - z \gamma_{d,up}), \quad (23)$$

где h – разность пьезометрических уровней для расчетной глубины z в толще основания и для поверхности грунта основания (z соответствует заглублению низового шпунта или зуба).

$\gamma_{d,up}, \gamma_{d',up}$ – удельный вес грунта и пригрузки с учетом взвешивающего действия воды;

γ_w – удельный вес воды;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый по п.3.1.

5. РАСЧЕТ МЕСТНОЙ ПРОЧНОСТИ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

5.1. Расчет местной прочности скальных оснований гидротехнических сооружений следует производить для установления необходимости разработки мероприятий, предотвращающих возможное нарушение противофильтрационных устройств, для учета при разработке мероприятий по повышению прочности устойчивости сооружений и для учета достижения предела местной прочности при расчетах напряженно-деформированного состояния сооружения и основания.

Расчет местной прочности следует производить по предельным состояниям второй группы только для оснований сооружений I класса при основном сочетании нагрузок.

5.2. Проверку местной прочности скальных оснований следует производить по расчетным площадкам:

а) совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам в массиве;

б) совпадающим с плоскостью, приуроченной к контакту сооружение–основание и к контактам скальной породы с укрепительными конструкциями в основании (шпонками, зубьями, решетками и т.п.);

в) несовпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам и к контакту сооружение – основание.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

5.3. Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным в подпунктах „а“ и „б“ п. 5.2, являются условия:

$$\sigma_j > R_{t,m,II}; \quad (24)$$

$$\theta_j = \frac{\sigma_j \operatorname{tg} \varphi_{j,II} + c_{j,II}}{\tau_j} = \\ = \frac{(\sigma_1 \sin^2 \beta_j - \sigma_3 \cos^2 \beta_j) \operatorname{tg} \varphi_{j,II} + c_{j,II}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta_j \cos \beta_j} > 1, \quad (25)$$

где θ_j – отношение предельных касательных напряжений на расчетной площадке к эксплуатационным;

σ_j, τ_j – соответственно нормальное и касательное напряжения на расчетной площадке, приуроченной к плоскости трещины (контакта), от нормативных нагрузок в расчетном сочетании (сжимающим напряжениям соответствует знак „плюс”);

σ_1, σ_3 – соответственно максимальное и минимальное главные напряжения от тех же нагрузок;

β_j – острый угол между расчетной площадкой, приуроченной к трещине (контакту), и направлением главного напряжения σ_1 ;

$\operatorname{tg} \varphi_{j,II}, c_{j,II}$ – расчетные характеристики для расчетных площадок, приуроченных к трещинам (контакту), определяемые в соответствии с требованиями п. 2.16;

$R_{t,m,II}$ – расчетное значение предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение, определяемое в соответствии с требованиями п. 2.14.

5.4. Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным в п. 5.2в, являются условия:

$$\sigma_3 > R_{t,m,II} \quad (26)$$

$$\theta_m = \frac{2}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \times \\ \times \sqrt{(\sigma_1 \operatorname{tg} \varphi_{m,II} + c_{m,II})(\sigma_3 \operatorname{tg} \varphi_{m,II} + c_{m,II})} > 1, \quad (27)$$

где $\operatorname{tg} \varphi_{m,II}, c_{m,II}$ – расчетные характеристики для расчетных площадок, не приуроченных к трещинам и контакту сооружение – основание, определяемые в соответствии с требованиями п.2.16.

В случаях, если связь между касательными τ_m и нормальными σ_m напряжениями на расчетных площадках, не приуроченных к трещинам и контакту, при определении $\operatorname{tg} \varphi_{m,II}$ и $c_{m,II}$ описывается единой линейной зависимостью с большой погрешностью, необходимо учитывать возможную нелинейность этой связи путем кусочно-линейной аппроксимации или использованием нелинейных зависимостей, например, в виде квадратичной параболы $\sigma_m = (\zeta \tau_m)^2 - \chi$. При использовании квадратичной параболы вместо условия (27) должно выполняться условие

$$\theta_m = \frac{\sqrt{\chi + \sigma_1} + \sqrt{\chi + \sigma_3}}{(\sigma_1 - \sigma_3)\zeta} > 1. \quad (28)$$

При этом параметры χ и ζ должны определяться путем обработки экспериментальных данных методом наименьших среднеквадратичных отклонений.

Допускается определять параметры χ и ζ по формулам:

$$\chi = |R_{t,m,II}| \quad (28,a)$$

$$\zeta = \frac{\left(\sqrt{|R_{t,m,II}| + |R_{c,m,II}|} + \sqrt{|R_{t,m,II}|} \right)^2}{|R_{c,m,II}|} \quad (28,b).$$

(Измененная редакция, Изм. № 1)

5.5. Условия (24) и (26) следует выполнять во всех указанных в п. 5.1 случаях, а условия (25) и (27) (или (28)) – в этих же

случаях, но только при $\sigma_3 < 0$. Если $\sigma_3 > 0$, то условия (25) и (27) (или (28)) следует выполнять лишь при оценках прочности основания, производимых при расчетах напряженно–деформированного состояния основания, и при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружения.

При оценке надежности противофiltрационных устройств (если $\sigma_3 < 0$) проверка выполнения условия (25) для площадок, совпадающих с плоскостью завес, не производится.

Приневыполнении условий местной прочности необходимо определить очертания зон разуплотнения и пластических деформаций. Зона разуплотнения не должна пересекать цементационную завесу и дренаж. В противном случае должны быть выполнены фильтрационные расчеты (см. раздел 4) в нелинейной постановке с учетом измененного фильтрационного режима. Зона пластических деформаций недолжна охватывать более 1/3 подошвы сооружения или потенциально опасной расчетной поверхности сдвига.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

5.6. При определении напряжений σ_j , τ_j , σ_1 и σ_3 в условиях (24) – (28) следует применять вычислительные и экспериментальные методы механики сплошной среды и геомеханики.

Допускается рассматривать основание совместно с сооружением как систему линейно–деформируемых тел, на контакте между которыми выполняются условия равновесия и равенства перемещений.

При обосновании допускается схематизация системы сооружение – основание, позволяющая решать плоскую задачу теории упругости применительно к одному или нескользким плоским сечениям. При этом поверхность основания может быть принятой плоской, а тело основания – однородным либо состоящим из некоторого числа однородных областей, либо имеющим непрерывно изменяющиеся характеристики. При необходимости следует учитывать естественный рельеф поверхности основания, пространственный характер работы системы сооружение – основание, а также детализировать распределение механических характеристик основания.

Если при определении напряжений (при указанных предпосыпках) в некоторых областях основания одно (или несколько) из условий (24) – (28) не выполняется, то следует, как правило, производить уточнение решения задачи. Такое уточнение следует выполнять с использованием нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями или путем изменения геометрии сечения за счет исключения из рассмотрения указанных областей.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

6.1. Контактные напряжения (нормальные и касательные напряжения по контакту сооружение – основание) необходимо определять для использования их в расчетах прочности конструкций и сооружений, а также в расчетах оснований по несущей способности и деформациям.

При определении контактных напряжений необходимо учитывать конструктивные особенности сооружения, последовательность возведения и вид основания.

В целях уменьшения расчетных усилий в конструкциях или в элементах сооружения при проектировании следует рассматривать возможность создания оптимального распределения контактных напряжений, предусматривая устройство выступов на контактных поверхностях сооружений, уплотнение отдельных зон основания соответствующую последовательность возведения сооружения.

Примечание. Напряжения на контакте грунта сограждающими конструкциями определяются по СНиП 2.06.07-87.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

6.2. Для сооружений на скальных основаниях контактные напряжения следует определять методом внецентренного сжатия, а в необходимых случаях для сооружений I и II классов – по результатам расчетов напряженного состояния системы сооружение – основание с использованием методов механики сплошных сред.

Для сооружений на скальных основаниях контактные напряжения следует определять в соответствии с требованиями пп. 6.3 – 6.11.

6.3. При определении контактных напряжений для сооружений на скальных основаниях следует учитывать показатель гибкости сооружения t_{fl} , определяемый:

а) при расчете сооружения по схеме плоской деформации:

в направлении длины сооружения

$$t_{fl1} = \frac{(1 - \nu_1^2) \pi E b l^3}{32(1 - \nu^2) E_1 I_y}; \quad (29)$$

в направлении ширины сооружения

$$t_{\text{f1}} = \frac{(1 - \nu^2) \pi E \delta \cdot b^3}{32(1 - \nu^2) E_1 I_x}; \quad (30)$$

б) при расчете сооружения по схеме пространственной задачи

$$t_{\text{f2}} = \frac{\pi E l^2 b}{8D(1 - \nu^2)}. \quad (31)$$

В формулах (29) – (31):

ν, ν_1 – коэффициенты Пуассона соответственно грунта основания и материала сооружения;

E, E_1 – модули соответственно деформации грунта основания и упругости материала сооружения;

b, l – соответственно ширина и длина подошвы сооружения;

I_x, I_y – моменты инерции расчетных сечений сооружения;

δ – ширина расчетного элемента по длине подошвы сооружения, принимаемая $\delta = 1$ м;

D – цилиндрическая жесткость фундаментной плиты сооружения.

В случаях, когда коэффициент гибкости $t_{\text{f1}} < 1$, контактные напряжения следует определять как для абсолютно жестких сооружений. При $t_{\text{f1}} > 1, t_{\text{f2}} < 4b/l$ контактные напряжения определяются учетом гибкости сооружений.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА ОДНОРОДНЫХ НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

6.4. Для жестких сооружений I и II классов, рассчитываемых по схеме плоской деформации, нормальные контактные напряжения, как правило, следует определять методами механики сплошной среды (линейной или нелинейной теории упругости, теории пластичности). При обосновании эти напряжения для сооружений I и II классов допускается, а для сооружений III и IV классов следует определять методом внерадиального сжатия по рекомендуемому приложению 9 или

$$D_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \leq 0,5$$

методом коэффициента постели, а для песчаных оснований с относительной плотностью грунта – методом экспериментальных эпюр по обязательному приложению 10.

Примечания: 1. При применении методов теории упругости и теории пластичности допускается принимать основание в виде скимаемого слоя конечной толщины, равной для песчаных грунтов $0,3b$, для глинистых грунтов $0,5b$ (b – ширина подошвы сооружения). Толщину скимаемого слоя допускается уточнять при наличии экспериментальных данных.

2. При получении на участке подошвы сооружения растягивающих контактных напряжений этот участок должен быть исключен из расчетной контактной поверхности, а на оставшейся части контактные напряжения должны быть пересчитаны.

6.5. Для расчетов прочности гидротехнических сооружений эпюры контактных напряжений следует определять по методам механики сплошной среды, внерадиального сжатия, коэффициента постели и экспериментальных эпюр. Если полученные при этом изгибающие моменты имеют разные знаки, то при расчетах моменты уменьшаются на 10% суммы их максимальных абсолютных значений, а если одинаковые знаки, то больший изгибающий момент уменьшается на 10% разности этих значений.

6.6. При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений допускается применять метод коэффициента постели, а также решения упругих и упругопластических задач. При этом сооружение в зависимости от его схемы рассматривается как плоская или пространственная конструкция (балка, плита, рама и т. д.). Гибкость элементов конструкции следует определять с учетом возможности образования трещин в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87.

Примечания: 1. При расчете сложных пространственных сооружений (зданий ГЭС, голов шлюзов и др.) вместо решения пространственной задачи допускается использовать решения плоской задачи, рассматривая независимо друг от друга взаимно перпендикулярные направления.

2. Расчет сооружений в направлении их ширины при наличии в них участков различной гибкости следует производить с учетом ее переменности.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

6.7. Касательные контактные напряжения, возникающие при действии сдвигающих сил, следует определять методами, указанными в п. 6.4.

При применении методов коэффициента постели и внерадиального сжатия касательные напряжения могут приниматься равномерно распределенными.

Касательные напряжения, обусловленные действием вертикальных сил, при расчетах прочности сооружений, как правило, не учитываются.

Примечание. При получении на участке подошвы сооружения касательных напряжений, превышающих предельные

$\tau_{lim} = \sigma \tan \phi + c$, они должны быть приняты равными предельным, а на остальных участках они должны быть пересчитаны.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА НЕОДНОРОДНЫХ НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

6.8. Нормальные контактные напряжения, действующие по подошве сооружений на неоднородных основаниях, определяются теми же методами, что и для однородных оснований, по указаниям п. 6.4. При использовании методов теории упругости и теории пластичности неоднородность грунтов учитывается назначением соответствующих расчетных характеристик деформируемости и прочности для различных областей основания.

При определении контактных напряжений методом внецентренного сжатия учет неоднородности основания следует производить в соответствии с требованиями пп. 6.9 и 6.10, а в случае использования методов коэффициента постели и экспериментальных эпюр – в соответствии с требованиями п. 6.11.

6.9. При неоднородных основаниях с вертикальными и крутопадающими слоями в расчетах контактных напряжений могут быть использованы:

а) методы механики сплошной среды, в том числе численные методы решения задач;

б) приближенные методы, в которых контактные напряжения следует принимать пропорциональными модулям деформации грунта каждого слоя в зависимости от их размеров и эксцентриситета приложения нагрузки с использованием методики, изложенной в обязательном приложении Б. В пределах каждого слоя распределение контактных напряжений принимается линейным.

6.10. При наличии в основании слоев переменной толщины или при наклонном залегании слоев в расчетах контактных напряжений используют:

а) методы механики сплошной среды, в том числе численные методы;

б) приближенные методы, основанные на приведении расчетной схемы основания состоящими переменной толщины или при наклонном залегании слоев к схеме условного основания с вертикально расположенными слоями.

При горизонтальном расположении слоев грунта постоянной толщины неоднородность основания может не учитываться.

6.11. При определении нормальных контактных напряжений методами экспериментальных эпюр и коэффициента постели учет неоднородности основания следует производить путем сложения ординат эпюр, определенных в предположении однородных оснований по пп. 6.4 и 6.6, с ординатами дополнительной эпюры.

Ординаты дополнительной эпюры следует принимать равными разности ординат эпюр, построенных по методу внецентренного сжатия для случаев неоднородного и однородного оснований.

7. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ И ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

7.1. Расчет оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов по деформациям необходимо производить с целью выбора конструкций систем сооружение–основание, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены, повороты вокруг горизонтальной оси и пр.) ограничены пределами, гарантирующими нормальные условия эксплуатации сооружения в целом или его отдельных частей и обеспечивающими требуемую долговечность. При этом прочность и трещиностойкость конструкции должны быть подтверждены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Расчет подеформациям должен производиться на основные сочетания нагрузок с учетом характера их действия в процессе строительства и эксплуатации сооружения (последовательности и скорости возведения сооружения, графика наполнения водохранилища и т.д.).

Перемещения оснований сооружений, происходящие в процессе строительства, допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружения.

7.2. Расчет по деформациям производится исходя из условия

$$S \leq S_u \quad (32)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения (осадки s , горизонтальные перемещения u , крены i , повороты вокруг вертикальной оси и др.), определяемая расчетом по указаниям пп. 7.7, 7.8, 7.11–7.14;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по указаниям п. 7.3.

В случаях, оговоренных соответствующими нормами проектирования сооружений, допускается непроизводить проверку деформаций по формуле (32), если средние значения давления под подошвой не превышают расчетного сопротивления грунта основания R , определенного по СНиП 2.02.01–83 с учетом в необходимых случаях дополнительных коэффициентов условий работы.

7.3. Предельные значения совместной деформации основания и сооружения устанавливаются соответствующими нормами проектирования сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование исходя из необходимости соблюдения:

технологических требований к деформациям сооружения, включая требования к нормальному эксплуатации оборудования;

требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения.

При назначении ζ_u необходимо учитывать допускаемую разность перемещений секций и частей сооружений, неприводящую к нарушению нормальной работы межсекционных швов, возможность перелива воды через гребень плотины и нарушения нормальной эксплуатации связанных с сооружением коммуникаций и т. п.

7.4. Расчеты совместных деформаций следует производить для условий пространственной задачи. Для сооружений, длина которых превышает ширину более чем в 3 раза, расчеты допускается производить для условий плоской деформации. В случае, когда ширина сооружения превышает толщину сжимаемой толщи H_c определенную по указаниям п. 7.9, в 2 раза и более, допускается расчет осадок производить для условий одномерной (компрессионной) задачи.

7.5. При расчете по деформациям следует определять для грунтов всех категорий конечные (стабилизированные) перемещения, соответствующие завершенному процессу деформирования грунтов основания, а для глинистых грунтов, – кроме того, значения нестабилизированных перемещений, соответствующих незавершенному процессу деформирования (при коэффициенте степени консолидации $C_u < 4$) и перемещений, обусловленных ползучестью грунтов основания.

Примечание. При сложном геологическом строении основания (наклонная слоистость, наличие линз, изменение характера деформируемости грунта по глубине и в плане и пр.), при неравномерном нагружении гибкого сооружения и в других случаях, усложняющих расчет, рекомендуется использовать численные методы решения (например, метод конечных элементов (МКЭ)).

При расчете сооружений III и IV классов допускается осреднение характеристик деформируемости грунта.

7.6. При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем, не учитывающих образование и развитие пластических деформаций, среднее давление под подошвой сооружения p недолжно превышать расчетного сопротивления грунта основания R определенного по указаниям СНиП 2.02.01–83.

РАСЧЕТ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.7. Конечную осадку сооружений s , расположенных на нескольких основаниях, при среднем давлении под подошвой сооружений p , меньшем расчетного сопротивления грунта основания R , следует определять по методу послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя H_C (см. п. 7.9) по формуле

$$s = \sum_{i=1}^n \beta_{0,i} \frac{(\sigma_{z,p,i} - \sigma_{z,\gamma',i})h_i}{E_{p,i}} + \sum_{i=1}^n \beta_{0,i} \frac{\sigma_{z,\gamma',i}h_i}{E_{s,i}}, \quad (33)$$

где $\sigma_{z,p,i}$ – дополнительное вертикальное нормальное напряжение в середине i -го слоя на глубине z_i основания от нагрузок и пригрузок (соседние сооружения, обратные засыпки и пр.) повертили, проходящей через центр подошвы сооружения, определяемое в соответствии с указаниями обязательного приложения 11;

$\sigma_{z,\gamma',i}$ – напряжение в середине i -го слоя наглубине z от бытового давления на отметке подошвы фундамента;

γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;

h_i – толщина i -го слоя грунта;

$E_{p,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый по первичной ветви компрессионной кривой в соответствии с указаниями обязательного приложения 3;

$E_{s,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый аналогично по вторичной ветви компрессионной кривой;

n – число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания H_C .

$b_{0,1}$ – коэффициент, определяемый в соответствии с указаниями обязательного приложения 3.

Примечание. При определении осадки верха (а также засыпки пазух) сооружений следует учитывать кроме осадки основания (включающей осадку от нагрузки в пределах ширины сооружения и пригрузки на основание вне ее) осадку от уплотнения и самоуплотнения насыпного грунта в основании и теле сооружения, а также от субфлюзии, оттаивания мерзлых грунтов и пр., определяемые по СНиП 2.02.01.83 и нормам проектирования соответствующих сооружений.

7.8. При среднем давлении под подошвой сооружения p , большем расчетного сопротивления грунта основания R , осадку следует определять численными методами, учитывающими упругопластический характер деформирования грунтов, пространственное напряженное состояние, последовательность возведения сооружения. Для приближенных расчетов осадку допускается определять в соответствии с указаниями рекомендуемого приложения 12.

7.9. Расчетная глубина сжимаемого слоя основания H_c определяется: при ширине подошвы сооружения $b \leq 20$ м – по СНиП 2.02.01–83; при $b > 20$ м – из условия равенства на нижней границе слоя вертикальных напряжений от внешней нагрузки $\sigma_{z,p}$ половиневертикальных напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{z,g}$ с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня подземных вод. При расположении нижней границы слоя в грунте с $E < 5$ МПа (50 кг/см 2) или при залегании такого грунта непосредственно ниже этой границы он включается в сжимаемую толщу. Нижнюю границу сжимаемого слоя в этом грунте следует определять исходя из условия $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$.

7.10. Нестабилизированная осадка s_f к моменту времени t определяется по формуле

$$s_t = \left(U_1 + \frac{\delta_{cyp}}{\delta_{1,cyp}} U_2 \right) \frac{s}{1 + \frac{\delta_{cyp}}{\delta_{1,cyp}}}, \quad (34)$$

где U_1, U_2 – соответственно степень первичной и вторичной консолидации грунта;

$\delta_{cyp}, \delta_{1,cyp}$ – параметры ползучести грунта, которые, как правило, должны определяться по результатам компрессионных испытаний грунта по дренированной схеме;

s – конечная осадка, определяемая в соответствии с п. 7.7.

Степень первичной консолидации U_1 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задач консолидации. Для сооружений III и IV классов допускается определять U_1 согласно рекомендованному приложению 13. В случаях, когда поровое давление можно учитывать, следует принимать $U_1 = 1$. Необходимость учета порового давления определяется согласно п. 3.13.

Степень вторичной консолидации U_2 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задач с учетом свойств ползучести грунта. Для сооружений III и IV классов допускается определять U_2 по формуле

$$U_2 = 1 - e^{-\delta_{1,cyp} t} \quad (35)$$

РАСЧЕТ КРЕНА СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.11. Крен (наклон) сооружений следует определять от внецентренно приложенной нагрузки в пределах ширины сооружения, от пригрузки основания вне подошвы сооружения и от обжатия грунта засыпки в теле сооружения (для ячеистых конструкций без днища) при внецентренном приложении нагрузки.

7.12. Крен сооружений с прямоугольной подошвой, вызванный внецентренным приложением вертикальной нагрузки в пределах ширины сооружения, в случае однородного и горизонтально-слоистого основания без учета фильтрационных сил допускается определять:

а) в направлении большей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_l = \operatorname{tg} \omega_l = k_1 \frac{M_l}{l^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m}; \quad (36)$$

б) в направлении меньшей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_b = \operatorname{tg} \omega_b = k_2 \frac{M_b}{b^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m}; \quad (37)$$

где ω_l, ω_b – углы крена сооружения;

k_1, k_2 – безразмерные коэффициенты, определяемые по черт. 3;

M_l, M_b – моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольной подошвы;

l, b – соответственно длина и ширина подошвы сооружения;

ν, E_m – коэффициент поперечной деформации и модуль деформации, определяемые в соответствии с обязательным приложением 3.

Черт.3. Графики для определения коэффициентов K_1 и K_2

7.13. Определение крена сооружения от пригрузки основания вне подошвы сооружения следует производить по формуле

$$i = \operatorname{tg} \alpha = \frac{s_A - s_B}{b}, \quad (38)$$

где s_A, s_B – осадка краев подошвы сооружений **A** и **B** (черт. 4), определяемая по указаниям обязательного приложения 11 при $\sigma_{z,p,i} = \alpha^q$ соответственно $x_{1,A} = c + b$ и $x_{1,B} = c$;

b – ширина сооружения;

$2c$ – ширина полосы пригрузки.

Пригрузку допускается аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапецидальной эпюроой в зависимости от формы засыпаемого котлована.

Черт.4. Схема к определению крена сооружения от пригрузки

РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.14. Горизонтальные перемещения сооружений и их элементов, воспринимающих горизонтальную нагрузку (например, подпорных стен, зданий ГЭС, анкерных устройств), следует, как правило, определять методами, учитывающими развитие областей пластических деформаций (применяя в необходимых случаях теорию пластического течения).

Для сооружений III и IV классов горизонтальные перемещения допускается определять упрощенными методами по указаниям рекомендуемого приложения 14 (для конечных горизонтальных перемещений).

Допускается непроизводить проверку горизонтальных перемещений основания гравитационных из армированных шпунтовых подпорных стен портовых гидротехнических сооружений.

7.15. Для анкерных устройств и других элементов сооружения, от перемещения которых зависят его прочность и устойчивость, расчеты горизонтальных перемещений выполняются при характеристиках грунта и нагрузках, соответствующих предельным состояниям первой группы.

7.16. Нестабилизированные горизонтальные перемещения сооружений u_t к моменту времени t следует определять по формуле

$$u_t = \frac{(1 + \frac{\delta_{crp}}{\delta_{l,crp}} U_2) u}{1 + \frac{\delta_{crp}}{\delta_{l,crp}}}, \quad (39)$$

где δ_{crp} , $\delta_{l,crp}$, U_2 –то же, что в формуле (34);

u – конечное (стабилизированное)перемещение сооружения, определяемое по указаниям рекомендуемого приложения 14.

7.17.Пределельные горизонтальные перемещения сооружения u_u не должны быть более $0,75 u_{lim}$,

где u_{lim} – горизонтальноеперемещение сооружения, соответствующее достижению предельного равновесиясистемы сооружение–основание по плоскому сдвигу и определяемое по формуле

$$u_{lim} = u_{lim,pl} \left(\frac{A}{A_{pl}} \right)^{\frac{1-\eta_i}{2}}, \quad (40)$$

где $u_{lim,pl}$ –предельное перемещение штампа;

A_{pl} –площадь штампа;

A – площадь фундамента сооружения;

η_i – параметр, определяемый в соответствии с указаниямиобязательного приложения 3.

РАСЧЕТПО ДЕФОРМАЦИЯМ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

7.18.Нестабилизированные осадки и горизонтальные перемещения плотин из грунтовыхматериалов следует определять по указаниям пп. 7.10 и 7.16. В расчетах в случаенеобходимости должны использоваться решения нелинейной теории упругости, теорииконсолидации или теории вязкопластичности. При этом необходимо учитывать зависимость проницаемости связных грунтов ядер плотин от уплотнения в процессеконсолидации, водонасыщенности и других факторов.

7.19.Осадку плотины следует определять как сумму осадок се основания и тела.

Осадки телаплотины и основания допускается определять методом послойного суммирования порасчетным вертикалям.

Деформациигрунта в каждом слое определяют по компрессионной зависимости. Коэффициентпористости для расчетного момента времени определяют в зависимости отэффективного напряжения.

Осадками игоризонтальными смещениями скального основания, как правило, пренебрегают.

7.20.Расчетами определяют:

строительныеосадки S_c – вертикальные перемещения точекплотины к моменту завершения ее строительства;

эксплуатационныеосадки S_e –дополнительные вертикальные перемещения точек плотины, происходящие с моментаокончания строительства до момента завершения консолидации грунтов основания итела плотины;

суммарнаяосадка s_a грунта тела плотины и основания.

Суммарнуюосадку тела плотины и основания допускается определять методом послойногосуммирования для условий одномерной задачи по указаниям рекомендуемогоприложения 15.

Строительнуюосадку s_c необходимо определять как разность суммарной осадки врассматриваемом слое s_a намомент окончания строительства и s_a намомент отсыпки этого слоя грунта.

Эксплуатационнуюосадку s_e следует определять какразность суммарной осадки s_a намомент завершения консолидации и s_a намомент завершения строительства плотины.

7.21.Для расчета строительного подъема в соответствии с указаниями СНиП 2.06.05–84необходимо определить эксплуатационную осадку гребня плотины. Для уточнениядополнительного объема грунта, укладываемого в плотину, определяют разностьмежду суммарным скатием грунта на момент завершения консолидации иэксплуатационной осадки точек контура плотины.

РАСЧЕТПЕРЕМЕЩЕНИЙ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

НАСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.22.Расчет перемещений сооружений, возводимых на скальных основаниях, как правило,следует производить только для

сооружений I класса.

7.23. При расчете перемещений, если $\frac{B_h}{H} < 5$ (B_h –ширина напорного фронта сооружения, H – напор на сооружение),

$$\frac{B_h}{H} \geq 5$$

следует рассматривать пространственную задачу, если $B_h > 5$ –плоскую. При этом для расчета перемещений сооружений могут быть применены методы линейной и нелинейной теории упругости. Условная толщина сжимаемого слоя основания в расчетах принимается равной ширине подошвы сооружения b .

На стадии технико-экономического обоснования строительства скальное основание допускается рассматривать в виде линейно-деформируемой среды.

7.24. При определении перемещений сооружений следует учитывать давление грунта(наносов или засыпки) на ложе водохранилища, объемные фильтрационные силы в основании, нагрузки от сооружения, передаваемые на основание, и взвешивающее действие воды в берегах при наполнении водохранилища. При расчете перемещений склонов в узких каньонах

($\frac{B_h}{H} < 2,5$) следует учитывать взвешивающее действие воды и фильтрационные силы после наполнения водохранилища до проектной отметки.

8. ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ НАДЕЖНОСТИ ОСНОВАНИЙ ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОПРЯЖЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ С ОСНОВАНИЕМ

8.1 При проектировании оснований сооружений необходимо предусматривать мероприятия по сопряжению сооружения с основанием, обеспечивающие устойчивость сооружения, прочность основания (в том числе фильтрационную), допустимое напряженно-деформированное состояние сооружения и его основания при всех расчетных сочетаниях нагрузок и воздействий.

Во всех случаях при проектировании сопряжения сооружения с основанием следует учитывать возможное изменение фильтрационных характеристик и характеристик прочности деформируемости грунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения.

8.2. При проектировании сопряжений сооружений с основанием следует, как правило, предусматривать удаление или замену слабых (или ослабленных в процессе строительства) грунтов с поверхности на глубину, ниже которой характеристики грунтов (с учетом возможного их улучшения) удовлетворяют условиям устойчивости сооружения, прочности основания и заданного фильтрационного режима.

Крутизна откосов береговых примыканий сооружений должна быть выбрана из условий обеспечения устойчивости как самих откосов, так и сооружений на периоды строительства и эксплуатации.

8.3. При проектировании сопряжения сооружения со скальным основанием в случаях, если удаление грунта экономически нецелесообразно, для обеспечения выполнения требований устойчивости сооружения или его береговых упоров, прочности и деформируемости основания, для уменьшения объемов удаления скального грунта следует рассматривать следующие мероприятия:

снижение противодавления в основании напорных сооружений и береговых массивах примыканий;

создание уклона в сторону верхнего бьефа на контакте сооружения с основанием;

создание упоров оснований со стороны нижнего бьефа;

применение конструкций, обеспечивающих наиболее благоприятное направление усилий и воздействий на основание и береговые примыкания сооружения;

анкеровку секций сооружения и береговых примыканий;

инъекционное укрепление грунтов основания.

Принедостаточной технико-экономической эффективности указанных мероприятий должно быть предусмотрено заглубление подошвы сооружения в более сохранившую зону скальных грунтов.

8.4. Для обеспечения устойчивости сооружений на нескальных основаниях, обеспечения прочности и допустимых осадок и смещений при проектировании сопряжения сооружения с основанием в необходимых случаях следует предусматривать устройство верхового и низового зубьев, дренирование малопроницаемых слоев основания, уплотнение и инъекционное укрепление грунтов и другие мероприятия.

При проектировании портовых сооружений следует предусматривать в необходимых случаях устройство каменной постели, разгружающих и анкерующих устройств, а также снятие гидростатического (фильтрационного) давления в грунте за стенкой.

Для сооружений мелиоративного назначения, для которых в процессе эксплуатации допускаются осушение водотока и промораживание всего или части основания, и возводимых на пылевато-глинистых или мелких песчаных грунтах в необходимых случаях в проектах следует предусматривать соответствующие инженерные мероприятия (устройство дренажей, противомиграционные экраны, замену части грунта основания грунтом требуемых свойств и т. п.), исключающие вредные последствия промораживания и оттаивания грунтов для устойчивости сооружения и прочности основания.

8.5. В проектах основания грунтовых плотин, возводимых на нескальном основании, как правило, следует предусматривать подготовку и выравнивание основания, удаление растительного слоя и слоя, пронизанного корневищами деревьев и кустов или ходами землеройных животных, а также удаление грунта, содержащего более 5 % помассе органических включений или такое же количество солей, легко растворимых в воде.

8.6.При проектировании сопряжений плотин из грунтовых материалов с основанием следует предусматривать мероприятия (расчистку поверхности основания, заглубление подошвы плотины, заделку трещин в скальных грунтах, дренаж и т. п.), направленные на обеспечение устойчивости плотин, уменьшение неравномерных деформаций основания и сооружения, предотвращение супфозии и недопустимого снижения прочности грунта основания при его водонасыщении и т. д.

При обосновании допускается строительство грунтовых плотин на основаниях, содержащих водорастворимые включения и биогенные грунты.

8.7.При проектировании сопряжения водонепроницаемых элементов грунтовых плотин, возведенных на скальном основании, должны быть предусмотрены удаление разрушенной скалы, в том числе отдельно лежащих крупных камней и скоплений камней, разделка и бетонирование разведочных геологических и строительных выработок, крупных трещин.

При наличии основания водонепроницаемых, слабоводопроницаемых скальных грунтов, как правило, следует предусматривать только выравнивание поверхности основания подподошвой водонепроницаемого элемента плотины. В остальных случаях следует, как правило, предусматривать следующие мероприятия: устройство бетонной плиты, покрытие скалы торкретом, инъекционное уплотнение части основания, прилегающей к подошве водонепроницаемого элемента.

На участках сопряжения противофильтрационных элементов грунтовых плотин с наклонныминеровными поверхностями скальных берегов в проектах следует предусматривать постепенное уложение откоса берегового примыкания от гребня плотины к основанию без резких переломов профиля, с наименьшим экономически обоснованным общим наклоном примыкания. При этом следует, как правило, предусматривать срезку выступающих участков откоса и заполнение углублений бетоном.

На участках сопряжения с основанием частей профиля плотины, выполняемых из более водопроницаемых материалов, чем противофильтрационные устройства, удаление разборной разрушенной (выветрелой) скалы не обязательно.

8.8. В проекте оснований сооружений должны быть разработаны мероприятия, обеспечивающие предотвращение в процессе строительства снижения принятых в расчетах прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтового основания за счет промерзания, выветривания, разуплотнения и разжижения грунтов, а также исключающие возможность фильтрации напорных вод через дно котлована или заполнение котлована выше проектного уровня.

(Измененная редакция, Изм. № 1)

8.9. Глубину заложения подошвы сооружений следует принимать минимально возможной с учетом:

типа конструктивных особенностей сооружений;

характера нагрузок и воздействий на основание;

геологических условий площадки строительства (строительных свойств грунтов, структуры основания, наличия ослабленных поверхностей – слабых прослоев, зон тектонических нарушений и др.);

топографических условий территории строительства;

гидрогеологических условий (водопроницаемости грунтов, напоров, уровней и агрессивности грунтовых вод и др.);

области размыва грунтов в нижнем бьефе;

глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов;

судоходных уровней воды и др.

Примечание. Для мелиоративных гидroteхнических сооружений допускается принимать глубину заложения их подошвы независимо от глубины промерзания, при этом необходимо учитывать указания п. 8.4.

8.10. При проектировании сопряжений бетонных и железобетонных сооружений со скальным основанием следует предусматривать:

для однородных оснований – удаление интенсивно выветрелых грунтов (разборного слоя), имеющих низкие прочностные и деформационные характеристики и слабо поддающихся съемоноличиванию из-за наличия глинистого заполнителя в трещинах (при обосновании допускается удалять слабые грунты только с низовой стороны сооружения);

для неоднородных оснований, имеющих крупные нарушения и области глубокого избирательного выветривания, – удаление грунта, объем которого следует принимать на основе результатов анализа напряженного состояния и устойчивости сооружения с учетом возможного укрепления ослабленных областей основания из-за делки трещин.

ЗАКРЕПЛЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

8.11. Закрепление и уплотнение грунтов в основании сооружений следует предусматривать для изменения прочностных и деформационных характеристик грунтов с целью повышения несущей способности оснований, уменьшения осадок и смещений, а также для обеспечения требуемой проектом водопроницаемости и фильтрационной прочности.

В качестве мероприятий по изменению прочностных и деформационных свойств грунтов могут быть рекомендованы цементация, химические методы закрепления, замораживание грунтов, механическое уплотнение, дренажирование массива, устройство набивных свай и т. д.

Закрепление и уплотнение грунтов в основании водоподпорных сооружений, предусматриваемые в проекте с целью уменьшения фильтрации под сооружением или в обход его и устранения опасных последствий фильтрации, должны

включать устройствопротивофильтрационныхпреград (завес, зубьев, шпунтовых рядов, „стен вгрунте”, понуров и др.), а также механическое и инъекционное уплотнение грунта.

Примечание. При проектировании укрепления основания следует учитывать, что изменение прочностных и деформационных характеристик грунтов влечет за собой изменение их фильтрационных свойств и наоборот.

8.12. При проектировании подпорных сооружений при необходимости следует предусматривать в первую очередь закрепление грунтов в области, примыкающей книзовой грани сооружения, а также закрепление и уплотнение выходов в пределах контура сооружения и основания крупных трещин, тектонических зон и других разрывных нарушений и прослоек ослабленных грунтов. Сплошное усиление основания должно быть обосновано.

При проектировании подпорных сооружений I и II классов определение способа и объемов работ по укреплению основания должно обосновываться расчетами, а для сооружений I класса при необходимости – и экспериментальными исследованиями напряженно-деформированного состояния сооружения и основания.

Для сооружений III и IV классов на всех стадиях проектирования, а также для сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования способы и объемы работ по укреплению основания допускается устанавливать по аналогам.

8.13. При проектировании портовых сооружений на сильно деформируемых и слабопрочных грунтах следует предусматривать закрепление грунтов в зоне отпора перед лицевой анкерной стеной, а также в пределах засыпки. В этом случае способ закрепления на стадии технико-экономического обоснования также устанавливается по аналогам. На стадиях проекта и рабочей документации способ укрепления грунта и объем работ определяются на основе расчетов и экспериментальных исследований.

8.14. Устройство противофильтрационных завес (преград) обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабоводоустойчивыми и быстрорастворимыми грунтами. При водостойких грунтах устройство завесы должно быть обосновано.

Глубину и ширину противофильтрационной завесы следует обосновывать расчетом или результатом экспериментальных исследований.

При проектировании скальных оснований бетонных плотин рекомендуется рассматривать возможность расположения противофильтрационных завес за пределами зон трещинообразования под напорной гранью, а также их наклона в сторону верхнегольбьефа.

Примечание. Проектирование подземного контура, в том числе противофильтрационных завес и дренажей, должно выполняться в соответствии с требованиями СНиП 2.06.06–85 и СНиП 2.06.05–84.

8.15. На участке сопряжения завесы с подошвой сооружения в целях предотвращения фильтрации в зоне наибольших градиентов напора в проекте следует предусматривать местное усиление завесы дополнительными рядами неглубоких скважин, располагаемых у напорной грани сооружения, параллельной основному ряду (или рядам) скважин, или в пределах самой завесы. Расстояние между дополнительными скважинами допускается принимать большим, чем между основными скважинами в завесе.

8.16. В местах сопряжения противофильтрационных устройств (зубьев, диафрагм, шпунта и т.д.) с основанием или берегами следует предусматривать тщательную укладку и уплотнение грунта с применением для этой цели более устойчивого к суффозии и пластичного грунта, способного колматировать трещины в скальном основании.

8.17. В проектах оснований водоподпорных сооружений в качестве мероприятия по снижению противодавления следует предусматривать устройство дренажа. В скальных основаниях дренаж следует располагать главным образом со стороны напорной грани сооружения, а при необходимости – и в средней части его подошвы.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Рекомендуемое

КЛАССИФИКАЦИЯ МАССИВОВ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Таблица 1

Классификация по трещиноватости

Степень трещиноватости	Модуль трещиноватости M_j	Показатель качества породы RQD, %
Очень слаботрещиноватые	Менее 1,5	90–100
Слаботрещиноватые	От 1,5 до 5	75–90
Среднетрещиноватые	От 5 до 10	50–75
Сильнотрещиноватые	От 10 до 30	25–50
Очень сильнотрещиноватые	Св. 30	0–25

M_j – число трещин на 1 м линии измерения нормально главной или главным системам трещин;

RQD – отношение общей длины сохранных кусков керна длиной более 10 см к длине пробуренного интервала в скважине.

Таблица2

Классификация по водопроницаемости

Степень водопроницаемости	Коэффициент фильтрации k , м/сут	Удельное водопоглощение q , л/мин
Практически водонепроницаемые	Менее 0,005	Менее 0,01
Слабоводопроницаемые	От 0,005 до 0,3	От 0,01 до 0,1
Водопроницаемые	От 0,3 до 3	От 0,1 до 1
Сильноводопроницаемые	От 3 до 30	От 1 до 10
Очень сильноводопроницаемые	Св.30	Св. 10

Таблица3

Классификация по деформируемости

Степень деформируемости	Модуль деформации массива E , 10^3 Мпа (10^3 кгс/см 2)
Очень слабодеформируемые	Св. 20 (200)
Слабодеформируемые	От 10(100) до 20 (200)
Среднедеформируемые	От 5 (50) до 10 (100)
Сильнодеформируемые	От 2 (20) до 5 (50)
Очень сильнодеформируемые	Менее 2 (20)

Таблица4

Классификация по степени выветрелости

Степень выветрелости	Коэффициент выветрелости k_w
Сильновыетрелье	Менее 0,8
Выетрелье	От 0,8 до 0,9
Слабовыетрелье	От 0,9 до 1,0
Невыетрелье	1,0
k_w – отношение плотности выветрелого образца грунта к плотности невыветрелого образца того же грунта.	

Таблица5

Классификация по характеру нарушения

Характер нарушения сплошности массива	Мощность зоны дробления разломов или ширина трещин	Протяженность нарушения
Разломы I порядка – глубинные, сейсмогенные	Сотни и тысячи метров	Сотни и тысячи километров
Разломы II порядка – глубинные, несейсмогенные и частично сейсмогенные	Десятки и сотни метров	Десятки и сотни километров
Разломы III порядка	Метры и десятки метров	Километры и десятки километров
Разломы IV порядка	Десятки и сотни сантиметров	Сотни и тысячи метров
Крупные трещины V порядка	Св. 20 мм	Св. 10 м
Средние трещины VI порядка	10–20 мм	1–10 м
Мелкие трещины VII порядка	2–10 мм	0,1–1 м
Тонкие трещины. VIII порядка	Менее 2 мм	Менее 0,1 мм

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОЧНОСТИ $\operatorname{tg} \varphi$ и c ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИСПЫТАНИЙ МЕТОДАМИ СРЕЗА (СДВИГА) И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

Нормативные значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n по результатам испытаний методом среза вычисляются по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_{\lim,i} \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_{\lim,i} \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2}; \quad (1)$$

$$c_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_{\lim,i} - \operatorname{tg} \varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right). \quad (2)$$

При получении $c_n < 0$ следует принять $c_n = 0$, а значение $\operatorname{tg} \varphi_n$ вновь вычислить по формуле

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{\lim,i} \sigma_i}{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2}. \quad (3)$$

В формулах (1) – (3) :

$\sigma_i, \tau_{\lim,i}$ – парные частные значения средних нормальных и предельных касательных к плоскости сдвиганапряжений, полученные в отдельных испытаниях;

n – число парных значений σ_i и $\tau_{\lim,i}$, включенных в одну совокупность (должно быть не менее 6).

Для определения нормативных значений характеристик $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n по результатам испытаний методом трехосного сжатия предварительно необходимо вычислить коэффициенты N и M по формулам:

$$N = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i} \sigma_{1,\lim,i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i} \sum_{i=1}^n \sigma_{1,\lim,i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i}^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i})^2}; \quad (4)$$

$$M = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{1,\lim,i} - N \sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i} \right). \quad (5)$$

При получении $M < 0$ следует принять $M = 0$, а коэффициент N вычислить вновь по формуле

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i} \sigma_{1,\lim,i}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{3,\lim,i}^2}; \quad (6)$$

В формулах (4) – (6) :

$\sigma_{1,\lim,i}, \sigma_{3,\lim,i}$ – частные предельные значения максимальных и минимальных напряжений, полученные в отдельных испытаниях;

n – число парных значений $\sigma_{1,\lim,i}, \sigma_{3,\lim,i}$, включенных в одну совокупность (должно быть не менее 6).

Нормативные значения $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n по найденным значениям коэффициентов N и M следует определять по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{N-1}{2\sqrt{N}}; \quad (7)$$

$$c_n = \frac{M}{2\sqrt{N}}. \quad (8)$$

Расчетные значения прочностных характеристик $\operatorname{tg} \varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ в соответствии с указаниями пп. 2.7 и 2.16 должны вычисляться по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_{I,II} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{\gamma_g}; \quad (9)$$

$$c_{I,II} = \frac{c_n}{\gamma_g}. \quad (10)$$

При вычислении значений $\operatorname{tg} \varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ в формулах (9) и (10) следует принимать $\gamma_g = 1$.

При определении значений $\operatorname{tg} \varphi_I$ и c_I по формулам (9) и (10) при использовании результатов испытаний методом среза коэффициент γ_g следует вычислить по формуле

$$\gamma_g = \frac{\tau_{n,\min} + \tau_{n,\max}}{\tau_{n,\min} - \delta_{r,\min} + \tau_{n,\max} - \delta_{r,\max}}. \quad (11)$$

Если $\frac{\tau_{n,\min} - \delta_{r,\min}}{\sigma_{\min}} < \frac{\tau_{n,\max} - \delta_{r,\max}}{\sigma_{\max}}$, то вместо формулы (11) следует использовать формулу

$$\gamma_g = \frac{(\tau_{n,\min} + \tau_{n,\max})\sigma_{\max}}{(\tau_{n,\max} - \delta_{r,\max})(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}. \quad (12)$$

Входящие в формулы (11) и (12) значения $\tau_{n,\min}$ и $\tau_{n,\max}$ следует определять по формулам:

$$\tau_{n,\min} = c_n + \sigma_{\min} \operatorname{tg} \varphi_n; \quad (13)$$

$$\tau_{n,\max} = c_n + \sigma_{\max} \operatorname{tg} \varphi_n; \quad (14)$$

В формулах (12) – (14):

$\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$ – минимальное и максимальное значения нормальных напряжений на поверхности сдвига, ограничивающие расчетный диапазон этих напряжений.

Входящие в формулы (11) и (12) доверительные интервалы $\delta_{r,\min}, \delta_{r,\max}$ должны вычисляться по формуле

$$\delta_r = \frac{VS_r}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n(\bar{\sigma} - \sigma)^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}}, \quad (15)$$

где V – коэффициент, принимаемый по таблице зависимости от параметра λ , вычисляемого по формуле (18), от числа степеней свободы $K = n - 2$ и от односторонней доверительной вероятности α (если следует принимать равной 0,95);

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i; \quad (16)$$

$\sigma = \sigma_{\min}$ – при вычислении $\delta_{r,\min}$;

$\sigma = \sigma_{\max}$ – при вычислении $\delta_{r,\max}$;

$$S_r = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (c_n + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n - \tau_{\lim_i})^2}, \quad (17)$$

в формуле (17) $n-2$ следует заменить на $n-1$, если принято $c_n = 0$, а значение $\operatorname{tg} \varphi_n$ вычислено по формуле (3);

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{2} \left[1 - \frac{1+nGD}{\sqrt{(1+nG^2)(1+nD^2)}} \right]}, \quad (18)$$

где

$$G = \frac{\bar{\sigma}_{\min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\bar{\sigma}_i - \bar{\sigma})^2}}; \quad (19)$$

$$D = \frac{\bar{\sigma}_{\max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\bar{\sigma}_i - \bar{\sigma})^2}}. \quad (20)$$

При использовании результатов испытаний методом трехосного сжатия значение коэффициента γ_g следует определять, используя зависимости (11) –(20), заменив в них

$$\tau_{n,\min}, \tau_{n,\max}, \delta_{\tau,\min}, \delta_{\tau,\max}, c_n, \operatorname{tg} \varphi_n, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}, \bar{\sigma}, \sigma_i, \tau_{\lim,i}, S_\tau$$

соответственно на

$$\sigma_{1,n,\min}, \sigma_{1,n,\max}, \delta_{\sigma1,\min}, \delta_{\sigma1,\max}, N, M, \sigma_{3,\min}, \sigma_{3,\max}, \bar{\sigma}_{3,\lim}, \sigma_{3,\lim,i}, \sigma_{1,\lim,i}, S_{\sigma1}$$

Значение коэффициента V при $\alpha = 0,95$

K	λ										
	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
3	2,94	2,98	3,02	3,05	3,09	3,11	3,14	3,16	3,17	3,18	3,19
4	2,61	2,64	2,67	2,70	2,72	2,74	2,75	2,76	2,77	2,78	2,78
5	2,44	2,47	2,49	2,51	2,53	2,54	2,55	2,56	2,57	2,57	2,57
6	2,34	2,36	2,38	2,40	2,41	2,43	2,44	2,44	2,45	2,45	2,45
7	2,27	2,29	2,31	2,33	2,34	2,35	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
8	2,22	2,24	2,26	2,27	2,28	2,28	2,30	2,31	2,31	2,31	2,31
9	2,18	2,20	2,22	2,23	2,24	2,25	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
10	2,15	2,17	2,19	2,20	2,21	2,22	2,23	2,23	2,23	2,23	2,23
11	2,13	2,15	2,16	2,17	2,18	2,19	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20
12	2,11	2,13	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
13	2,09	2,11	2,12	2,14	2,15	2,15	2,16	2,16	2,16	2,16	2,16
14	2,08	2,10	2,11	2,12	2,13	2,14	2,14	2,15	2,15	2,15	2,15
15	2,07	2,08	2,10	2,11	2,12	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
16	2,06	2,07	2,09	2,10	2,11	2,11	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12
17	2,05	2,06	2,08	2,09	2,10	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11
18	2,04	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
19	2,03	2,05	2,06	2,07	2,08	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09
20	2,03	2,04	2,06	2,07	2,08	2,08	2,08	2,09	2,09	2,09	2,09
25	2,00	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
30	1,99	2,00	2,02	2,03	2,03	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04
40	1,97	1,99	2,00	2,01	2,01	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02
60	1,95	1,97	1,98	1,99	1,99	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
80	1,94	1,96	1,97	1,98	1,98	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
>100	1,94	1,95	1,96	1,97	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98

ПРИЛОЖЕНИЕ З

Обязательное

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ

1. В зависимости от видов сооружений и схем расчета перемещений принимаются различные значения модулей деформации

E_i , ($E_{p,i}$, $E_{s,i}$) E_m . За исходные принимаются значения модулей, определенные компрессионными испытаниями или полевыми опытами на штампах.

2. Модуль деформации i -го слоя E_i следует определять по формулам:

$$E_i = E'_i B_{0,i} m_0; \quad (1)$$

$$E = \frac{\sigma_z - \sigma_1}{e_1 - e_2} (1 + \epsilon_1), \quad (2)$$

где E'_i – модуль деформации первичной ($E'_{p,i}$) или вторичной ($E'_{s,i}$) ветви компрессионной кривой;

$$B_{0,i} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}; \quad (3)$$

$$m_0 = m_c m_{pl}; \quad (4)$$

e_1 – коэффициент пористости грунта, соответствующий напряжению от собственного веса грунта в середине i -го слоя основания $\sigma_1 = \gamma_d z_i$;

e_2 – коэффициент пористости грунта, соответствующий суммарному напряжению $\sigma_2 = \gamma_d z_i + \sigma_c$ (σ_c – напряжение от веса сооружения в середине i -го слоя основания);

ν – коэффициент поперечного расширения грунта i -го слоя;

m_{pl} – коэффициент, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент m_{pl} для пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций допускается принимать по чертежу в зависимости от коэффициента пористости e и показателя текучести I_f . Для пылевато-глинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент m_{pl} принимается равным 1;

График для определения коэффициента m_{pl}

m_c – коэффициент, условий работы, определяемый по формуле

$$m_{c,i} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{\frac{n_i}{2}}, \quad (5)$$

$$\frac{l}{b} \leq 3$$

где A – площадь фундамента, м^2 , определяемая для фундаментов с соотношением $\frac{l}{b} \leq 3$ как $A = lb$, а для фундаментов с

соотношением $\frac{l}{b} > 3$ – как $A = 3b^2$;

A – площадь, равная 1 м^2 ;

n_i – параметр, определяемый по результатам испытаний i -го слоя грунта двумя штампами различных площадей A_1 и A_2 пододной и той же нагрузкой по формуле

$$n_i = 1 - 2 \lg\left(\frac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}}\right) / \lg\left(\frac{A_1}{A_2}\right). \quad (6)$$

В формуле (6):

$\Delta s_{1,i}, \Delta s_{2,i}$ – приращения осадок штампов с площадями A_1 и A_2 от дополнительного давления по результатам испытаний i -го слоя.

При отсутствии данных штамповых испытаний допускается принимать следующие значения параметра n_i для грунтов:

пылевато-глинистых/песчаных.....0,1-0,2

остальных пылевато-глинистых.....0,15-0,3

песчаных.....0,25-0,5

Минимальные или максимальные из указанных значений n_i следует принимать, если сжимаемый слой основания определяется исходя из условий $s_z,p = 0,5s_z,g$ или $s_z,p = 0,2s_z,g$ соответственно (см. п. 7.9). При промежуточных значениях глубины сжимаемого слоя значения n_i принимают по интерполяции.

(Измененная редакция, Поправка 2003 г., Изм. № 1)

3. Средний модуль деформации всего сжимаемого слоя E_m следует определять по формуле

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \alpha_{1,i} h_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_{1,i} h_i}. \quad (6)$$

где E_i – то же, что в формуле (1);

h_i – толщина i -го слоя грунта;

$\alpha_{1,i}$ – коэффициент, определяемый по обязательному приложению 11 для глубины z_i , соответствующей середине i -го слоя.

4. При расчетах осадок грунтовых плотин в формуле (1) рекомендуется принимать $B = 1$ и $m_0 = 1$. Значение модуля деформации E_i , полученное таким образом, как правило, должно быть уточнено натурными измерениями на опытных насыпях или на реальных сооружениях.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4 (Исключено, Изм. № 1)

ПРИЛОЖЕНИЕ 5 Обязательное

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА СДВИГ ПО ПОВЕРХНОСТИ НЕОДНОРОДНОГО ОСНОВАНИЯ

В случае неоднородного (слоистого) основания расчетные характеристики прочности грунтов $\operatorname{tg} \varphi_I$ и c_I должны быть заменены средневзвешенными значениями этих характеристик $\operatorname{tg} \varphi_{I,m}$ и $c_{I,m}$. При этом имеют местоследующие случаи:

а) если слои грунтов основания вертикальны или угол падения их более 60° апостирание слоев ориентировано поперек направления сдвига или угол между ними близок к 90° (черт. 1), значение осредненной характеристики $\operatorname{tg} \varphi_{I,m}$ определяется из уравнения

$$P \operatorname{tg} \varphi_{I,m} = \int_A \sigma \operatorname{tg} \varphi_I dA, \quad (1)$$

где P – равнодействующая нормальных сил;

A – площадь подошвы сооружения.

Нормальные контактные напряжения σ определяются в этом случае по формуле

$$\sigma = PE \left(\frac{1}{\int_A EdA} + \frac{ex}{\int_A Ex^2 dA} \right), \quad (2)$$

где эксцентриситет e и абсцисса x отсчитываются от оси, проходящей через точку O , положение которой определяется формулой

$$x_0 = \frac{\int_A Ex_i dA}{\int_A EdA}. \quad (3)$$

Значения $\operatorname{tg} \varphi_{I,m}$ и $c_{I,m}$ определяются по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_{I,m} = \frac{\int_A Etg \varphi_I dA}{\int_A EdA} + \frac{e \int_A Etg \varphi_I x dA}{\int_A Ex^2 dA}; \quad (4)$$

Черт. 1. Схема к расчету устойчивости сооружений на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при большом угле падения слоев

$$c_{I,m} = \frac{1}{A} \int_A c_I dA; \quad (5)$$

б) при однородной слоистости грунтов на протяжении подошвы сооружения, т. е. при одинаковой доле каждого слоя на разных участках ширины подошвы, значение $\operatorname{tg} \varphi_{I,m}$ определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \varphi_{I,m} = \frac{\int E \operatorname{tg} \varphi_i dA}{\int A}, \quad (6)$$

а значение $c_{I,m}$ – по формуле (5);

в) если простиранние вертикальных слоев грунтов основания ориентировано вдоль направления сдвига или угол между ними менее 10^0 , значения, $\operatorname{tg} \varphi_{I,m}$ и $c_{I,m}$ также определяются по формулам (6) и (5);

г) если слои грунтов основания пологие с углом падения менее 10^0 (черт.2), то $\operatorname{tg} \varphi_{I,m}$ определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \varphi_{I,m} = \frac{1}{A} \int_A \operatorname{tg} \varphi_i dA + \frac{e}{I} \int_A \operatorname{tg} \varphi_i x dA; \quad (7)$$

где I – момент инерции площади подошвы;

$c_{I,m}$ – определяется по формуле (5).

Черт.2. Схема к расчету устойчивости сооружения на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной сплоистостью грунтов при малом угле падения слоев

ПРИЛОЖЕНИЕ6

Рекомендуемое

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СДВИГЕ С ПОВОРОТОМ В ПЛАНЕ

1. Расчет устойчивости сооружения следует производить с учетом его поворота в плане (в плоскости подошвы) в случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$. При этом поворот сооружения рассматривается относительно точки O – центра поворота (черт. 1).

Черт.1. Схема к расчету устойчивости сооружения при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта

C_g – центр тяжести подошвы сооружения; C – центр тяжести эпюры распределенных по подошве предельных касательных напряжений; $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ – предельные касательные напряжения;

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} x_i \Delta A}{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} \Delta A}$$

(в случае линейной зависимости касательных напряжений от координат и прямоугольной формы подошвы сооружения

$$x_c = \frac{1}{6} \cdot \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_3} = \frac{1}{6} \cdot \frac{\tau_4 - \tau_2}{\tau_4 + \tau_3}.$$

2. При однородном основании и равномерном распределении нормальных напряжений эксцентрикситет e_F расчетной сдвигающей силы F следует определять относительно центра тяжести подошвы сооружения C_g . При неоднородном основании или неравномерном распределении напряжений эксцентрикситет e_F необходимо определять относительно центра тяжести эпюры распределенных по подошве сооружения предельных касательных напряжений

$$\tau_{lim} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_I + c_I.$$

Схема расчету устойчивости сооружений при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта с низовой стороны приведена на черт. 1.

3. При расчете устойчивости сооружений с прямоугольным или близким к прямоугольному очертанием подошвы и равномерным распределением τ_{lim} предельную силу сопротивления сдвига $R_{pl,t}$ без учета отпора грунта следует определять по формуле

$$R_{pl,t} = \alpha R_{pl}, \quad (1)$$

где α – безразмерный коэффициент, определяемый по черт. 2;

R_{pl} – предельная сила сопротивления при плоском сдвиге без поворота, определяемая в соответствии с указаниями п. 3.7.

Предельную силу сопротивления при смешанном сдвиге с поворотом сооружений на нескальных основаниях допускается также определять, используя коэффициент α , полученный по черт. 2.

Черт.2. Графики для определения коэффициента α_t икоординаты центра поворота

4. Принепрямоугольном очертании подошвы сооружения, неравномерном распределении τ_{lim} или при необходимости учета отпора грунта с низовой стороны (черт. 3) предельнаясила сопротивления $R_{pl,t}$ икоординаты центра поворота определяются следующими тремя уравнениямиравновесия:

$$\sum \tau_{lim} \sin \theta \Delta A = 0 ; \quad (2)$$

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma_c' E_{p,tw} = R_{pl,t} ; \quad (3)$$

$$\sum \tau_{lim} \Delta A r + \gamma_c' E_{p,tw} r_{tw} = R_{pl,t} (\mathbf{n}_1 + \mathbf{e}_F), \quad (4)$$

где τ_{lim} –предельное касательное напряжение на элементарной площадке ΔA ;

θ –угол между радиусом r ,проведенным из центра поворота (с которым совмещено начало координат) до центральнойплощадки ΔA , иосью, перпендикулярной направлению действующей силы F ;

$\gamma_c', E_{p,tw}$ –то же, что в п. 3.7;

r_{tw} –расстояние, определяемое по черт. 3,а;

e_F – эксцентризитет сдвигающей силы.

Определение предельной силы сопротивления сдвига $R_{pl,t}$ в координат полюса поворота производится в такой последовательности.

Из уравнений(3) и (4) исключается $R_{pl,t}$ и из полученной системы двух уравнений подбором определяются координаты n_1 и n_2 , после чего находится $R_{pl,t}$.

В случае, когда центр поворота О оказывается внутри площади подошвы (при значительном эксцентризите e_F) и отпор грунта возникает с обеих сторон сооружения (см. черт. 3,б), необходимо использовать уравнение (2) и следующие уравнения:

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma_c (E_{p,tw} - E_{p,hw}) = R_{pl,t}; \quad (5)$$

$$\sum \tau_{lim} \Delta Ar + \gamma_c (E_{p,tw} r_{tw} + E_{p,hw} r_{hw}) = R_{pl,t} (n_1 + e_F), \quad (6)$$

где $\tau_{lim}, \Delta A, \gamma_c, E_{p,tw}, r_{tw}, r, n_1, e_F$ –то же, что в формулах (3) и (4);

$E_{p,hw}$ –расчетное значение горизонтальной составляющей отпора грунта с верховой стороны сооружения;

r_{hw} –расстояние, определяемое по черт. 3,б.

Черт.3. Схемы к расчету устойчивости сооружений глубокого заложения при плоском сдвиге с поворотом в плане с учетом отпора грунта

а– при расположении центра поворота вне подошвы сооружения; б – то же, в пределах подошвы сооружения

РАСЧЕТУСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ ПО СХЕМАМ СМЕШАННОГО ИГЛУБИННОГО СДВИГОВ

1. Для определения силы предельного сопротивления на участке сдвига с выпором R_u следует применять метод теории предельного равновесия. При этом в случае глубинного сдвига отодной вертикальной нагрузки определяется полная сила предельного сопротивления, а в случае смешанного сдвига – только ее часть, отвечающая участку сдвига свыпором и равная $\tau_{\lim} b_1 l$ в соответствии с требованиями п. 3.9.

2. Поэтому методу профиль поверхности скольжения, ограничивающей область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых **AB** и **DC**, соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали (см. чертеж а). Связь между углом наклона к вертикали равнодействующей внешних сил, равной по значению силе предельного сопротивления сдвига R_u , и ориентировкой треугольника предельного равновесия определяется углом ν , который находится по формуле

$$\nu = \frac{1}{2} (\arccos \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi_I} + \varphi_I - \delta'). \quad (1)$$

Красчету несущей способности основания и устойчивости сооружения

при глубинном сдвиге

а – расчетная схема; б – график несущей способности основания;

I, II, III – зоны призмы обрушения

При определении R_u сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно

$$n = \frac{c_I}{t g \varphi_I}$$

распределенной нагрузки в виде нормального напряжения (здесь $t g \varphi_I$ ис – то же, что в п. 3.5). Значение τ_{\lim} для заданных значений b_1 , (l) , σ_m , φ_I , c_I , γ_I (тоже, что в п. 3.9) определяется следующим образом.

Строится график несущей способности основания $\tau_{\lim} = f(\sigma)$ для всей ширины b или расчетной ширины b' подошвы фундамента (см. чертеж б). Построение этого графика производится по ряду значений δ' (от $\delta' = 0$ до $\delta' = \varphi_I$)

исоответствующим им значениям ν .

По найденному значению ν находятся все данные, необходимые для определения размеров призмы обрушения $ABCDA$. Линия A проводится по углу ν , линия EB – по углу $\alpha = 90^\circ + \varphi_1 - \nu$.

φ_1

Линия EC строится по углу $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ между ней и горизонтальной поверхностью основания. Профиль ограничивающей поверхности скольжения для промежуточной зоны II строится по уравнению логарифмической спирали. Радиус $r = EC$ находится по формуле

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}, \quad (2)$$

$$\text{где } r_0 = EB; \quad \theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} + \nu.$$

φ_1

Линия CD проводится через точку C под углом $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ к горизонтальной поверхности ED .

После определения очертания призмы обрушения находятся веса P_1, P_2, P_3 (с учетом взвешивающего действия воды) отдельных ее зон I, II, III (при наличии сцепления к силе P_3) добавляется нагрузка nED , соответствующая приложенному к поверхности нормальному напряжению, а при наличии пригрузки интенсивностью q – нагрузка qED силы R_u по формуле

$$R_u = \frac{P_1 \cos \nu \sin(\rho + \varphi_1 - \nu)}{\cos(\rho - \nu) \sin(\nu + \delta' - \varphi_1)}, \quad (3)$$

где

$$\rho = \operatorname{arctg} \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \operatorname{tg} \beta - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \operatorname{tg} \nu} \right]; \quad (4)$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} (45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}) \right]; \quad (5)$$

$$\beta = \operatorname{arctg} \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_1. \quad (6)$$

3. В случаях, для которых в таблице приведены значения коэффициентов несущей способности N_y, N_c, N_q , а также значения коэффициента K , позволяющего определить длину участка ED на чертеже ($ED = Kb$), R_u определяется по формуле

$$R_u = \gamma_I b^2 N_y + b c_I N_c + b q N_q, \quad (7)$$

где γ_I, c_I, b – тоже, что в п. 3.5;

q – интенсивность равномерной нагрузки на участке ED призмы обрушения.

По найденным значениям R_u определяются σ и τ_{lim} , используемые для построения графика (см. чертеж б), по формулам:

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b)} \cos \delta' - n; \quad (8)$$

$$\tau_{lim} = \frac{R_u}{b(b)} \sin \delta'; \quad (9)$$

4. При действии на сооружение только вертикальных сил определение предельной (разрушающей) вертикальной нагрузки на основание может быть произведено указанным выше методом. При этом построение призмы обрушения производится только

для $\delta' = 0$ и $\nu = 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}$.

5. При наличии в основании фильтрационного потока и необходимости учета фильтрационных сил определение R_u следует производить аналитически или графоаналитическим методом путем построения многоугольника сил на базе равнодействующих весов каждой из трех зон призмы обрушения с учетом суммарных фильтрационных сил, действующих в каждой из них.

Направления изначения суммарных фильтрационных сил определяются по заданной гидродинамической сетке движения фильтрационного потока под сооружением.

Для этого после построения объемлющей поверхности скольжения по методу, изложенному в п.2, и построения гидродинамической сетки (методом ЭГДА или расчетным способом) каждая из зон I, II, III (см. чертеж а) оказывается разбитой на ряд участков, для каждого из которых находится линия тока, проходящая через центр тяжести участка. Направление фильтрационной силы принимается по касательной к этой линии тоже в центре тяжести участка, а значение ее – по формуле

$$D_i = \gamma_w I_{m,i} A_i, \quad (10)$$

где γ_w – удельный вес воды;

$I_{m,i}$ – средний градиент напора для данного участка;

A_i – площадь участка.

Значения суммарных фильтрационных сил Φ_f1 , Φ_f2 , Φ_f3 определяются как геометрические суммы фильтрационных сил в пределах рассматриваемой зоны I, II или III.

6. При определении силы предельного сопротивления в случае сдвига с выпором присейсмических воздействиях R_u, eq следует учитывать силы инерции, действующие на грунт в пределах призмы выпора ина пригрузку, определяемые по ускорению земной поверхности, соответствующему принятым расчетной сейсмичности и направлению сейсмических колебаний.

Если основание пригрузка расположено ниже уровня воды, то по СНиП II-7-81 вес грунта основания и пригрузки принимается с учетом взвешивающего действия воды, а силы инерции определяются по плотности грунтов в водонасыщенном состоянии.

Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента K

φ	Коэффициенты	При δ' (волях от φ)					
		0	0,1 φ	0,3 φ	0,5 φ	0,7 φ	0,9 φ
8°	N_y	0,4089	0,3984	0,3598	0,3037	0,2340	0,1485
	N_c	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_q	2,0580	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
	K	1,4346	1,3500	1,1685	0,9649	0,7253	0,4001
10°	N_y	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_c	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_q	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
	K	1,5721	1,4760	1,2709	1,0428	0,7775	0,4238
12°	N_y	0,8407	0,8001	0,6914	0,5578	0,4084	0,2417
	N_c	13,989	13,617	12,807	11,891	10,818	9,3988
	N_q	2,9735	2,8945	2,7223	2,5276	2,2995	1,9978
	K	1,7244	1,6151	1,3830	1,1273	0,8333	0,4486
14°	N_y	1,1584	1,0903	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_c	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9502
	N_q	3,5857	3,4708	3,2240	2,9500	2,6357	2,2316
	K	1,8936	1,7691	1,5061	1,2190	0,8933	0,4747
16°	N_y	1,5732	1,4660	1,2136	0,9340	0,6465	0,3537
	N_c	15,118	14,547	13,335	12,016	10,536	8,6856
	N_q	4,3351	4,1713	3,8236	3,4458	3,0210	2,4905
	K	2,0821	1,9400	1,6415	1,3189	0,9577	0,5023
18°	N_y	2,1179	1,9527	1,5809	1,1867	0,7971	0,4181
	N_c	16,182	15,471	13,985	12,398	10,660	8,5492
	N_q	5,2577	5,0269	4,5440	4,0285	3,4635	2,7778
	K	2,2930	2,1304	1,7910	1,4281	1,0270	0,5314
20°	N_y	2,8368	2,5872	2,0465	1,4965	0,9740	0,4889
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,5081
	N_q	6,3996	6,0772	5,4122	4,7169	3,9728	3,0967
	K	2,5297	2,3432	1,9566	1,5475	1,1019	0,5621
22°	N_y	3,7915	3,4188	2,6395	1,8779	1,1826	0,5669
	N_c	19,358	18,250	15,998	13,693	11,287	8,5420
	N_q	7,8211	7,3733	6,4634	5,5323	4,5602	3,4512
	K	2,7966	2,5821	2,1405	1,6787	1,1829	0,5947
24°	N_y	5,0700	4,5173	3,3998	2,3499	1,4293	0,6530
	N_c	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,6381
	N_q	9,6036	8,9836	7,7435	6,5026	5,2401	3,8459
	K	3,0989	2,8514	2,3457	1,8232	1,2707	0,6292
	N_y	6,7963	5,9796	4,3805	2,9368	1,7224	0,7483

26°	N_c	24,305	22,548	19,090	15,709	12,362	8,7881
	N_q	11,855	10,998	9,3107	7,6621	6,0295	4,2863
	K	3,4430	3,1564	2,5756	1,9829	1,3663	0,6660
28°	N_r	9,1494	7,9429	5,6548	3,6709	2,0720	0,8541
	N_c	27,684	25,465	21,141	17,029	13,069	8,9870
	N_q	14,720	13,535	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
30°	N_r	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,9719
	N_c	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_q	18,402	16,759	13,637	10,738	8,0253	5,3302
	K	4,2897	3,9008	3,1263	2,3575	1,5846	0,7469
32°	N_r	16,922	14,264	9,5362	5,7696	2,9966	1,1034
	N_c	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,9502
	K	4,8143	4,3581	3,4583	2,5784	1,7099	0,7917
36°	N_r	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N_c	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
	K	6,1443	5,5062	4,2738	3,1074	2,0011	0,8915
40°	N_r	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N_c	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N_q	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,3633
	K	8,0121	7,0952	5,3673	3,7916	2,3617	1,0080
45°	N_r	177,62	131,12	66,272	29,516	10,783	2,5025
	N_c	134,88	111,08	73,119	45,728	26,385	12,652
	N_q	134,88	111,08	73,119	45,729	26,385	12,652
	K	11,614	10,101	7,3504	4,9747	2,9514	1,1848

ПРИЛОЖЕНИЕ8

Рекомендуемое

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Расчет устойчивости сооружений при поступательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением (черт. 1) следует выполнять, принимая в условиях (3) п. 3.1:

$$F = \sum_{i=1}^{n_1} \Delta E_{h,i,s} + T_h; \quad (1)$$

$$R = \sum_{i=1}^{n_2} \Delta E_{h,i,r} + R_g. \quad (2)$$

где $\Delta E_{h,i,s}$, $\Delta E_{h,i,r}$ – горизонтальные составляющие соответственно сдвигающих (со знаком „плюс“) идерживающих (со знаком „минус“) сил, возникающих в пределах i -го вертикального элемента, на которые условно разделен сдвигаемый массив грунта;

$\Delta E_{h,i}$ – определяется по формуле

$$\Delta E_{h,i} = \frac{G_i - c_{I,i} b_i [\operatorname{tg}(\alpha_i + \varphi_{I,i}) + ctg \alpha_i]}{\operatorname{tg} \beta_i + \operatorname{tg}(\alpha_i + \varphi_{I,i})}, \quad (3)$$

T_h – сумма горизонтальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению;

R_g – сумма горизонтальных составляющих сил сопротивления сдвигу конструктивных элементов (свай, шпунта и пр.) при пересечении их поверхностью скольжения;

$\varphi_{I,i}$, $c_{I,i}$ – то же, что в п. 3.7;

G_i – вес i -го элемента массива с учетом временных нагрузок на его поверхности;

n_1, n_2 – количество элементов массива грунта, для которых $\Delta E_{h,i}$ имеет соответственно положительное или отрицательное значение;

α_i – угол между вертикалью и плоскостью основания элемента, отсчитываемый по часовой стрелке и принимаемый не более $173^\circ - \varphi_{t,i} - b_i$;

b_i –ширина элемента;

β_i –угол наклона сил взаимодействия между элементами, который допускается принимать постоянным в пределах характерных участков и, как правило, равным для элементов, расположенных:

а) в шпунтовых набережных:

$-\frac{2}{3}\varphi_{t,m}$, но не более 20° , где $\varphi_{t,m}$ –оординченное значение угла внутреннего трения в створе шпунта с низовой стороны;

между шпунктом анкерной плитой – то же, но $\varphi_{t,m}$ – в створе шпунта с верховой стороны;

за анкерной плитой – то же, но $\varphi_{t,m}$ – в створе плиты;

б) в гравитационных набережных – аналогично указанному ранее перед и за сооружением и 0° – в пределах ширины сооружения.

Черт. 1. К расчету общей устойчивости по схеме глубинного сдвига при поступательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением

1– шпунтовая подпорная стена; 2 – возможная поверхность сдвига; 3– нагрузка на поверхность грунта

2. Расчет устойчивости сооружений при вращательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением (черт. 2) следует выполнять, принимая в условии (3):

$$F = M_t = r \sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i + \Delta M_t; \quad (4)$$

$$R = M_r = r \left(\sum_{i=1}^n G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + \sum_{i=1}^n c_{II,i} l_i + R_g \right), \quad (5)$$

где M_t – сумма моментов сил, вызывающих сдвиг сооружения относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности;

M_r –сумма моментов сил, удерживающих сооружение от сдвига относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности;

G_i – вес i -го вертикального элемента, на которые условно разделен свигаемый массив грунта, с учетом вертикальных составляющих нагрузок на его поверхности:

$$\alpha_i = \arcsin \frac{\alpha}{r};$$

α_i – угол между вертикалью и радиусом r , проведенным к середине основания i -го элемента (

a_i – расстояние погоризонтали от центра круглоцилиндрической поверхности до середины i -го элемента (принимается со знаком „минус“ для элементов, расположенных слева от вертикали, проходящей через центр кругло-цилиндрической поверхности);

ΔM_t – сумма моментов от горизонтальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению и вызывающих сдвиг относительно выбранного центра

круглоцилиндрической поверхности ($\Delta M_t = T_h a_i$);

T_h – равнодействующая горизонтальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению;

a_t – плечо равнодействующей T_h относительно центра круглоцилиндрической поверхности;

l_i – длина дуги в основании i -го элемента;

R_g – сумма сил сопротивления конструктивных элементов (анкера, свай, шпунта и т. п.) сдвигу, перпендикулярная радиусу r ;

n – количество элементов.

При определении F и R следует принимать коэффициенты надежности по нагрузке, грунту и материалу равными единице.

Черт.2. К расчету общей устойчивости по схеме глубинного сдвига при вращательном перемещении свигаемого массива грунта вместе с сооружением

1,2,3 – то же, что на черт. 1

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДОМ ВНЕЦЕНТРЕННОГО СЖАТИЯ

По методу внецентренного сжатия нормальные и касательные контактные напряжения при неплоской подошве сооружения определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{M_r}{I_0} \cos \beta; \quad (1)$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta - \frac{Mr}{I_0} \sin \beta; \quad (2)$$

где N – равнодействующая сил, приложенных к сооружению;

$M=Ne$ – момент этой силы относительно центра тяжести подошвы (см. чертеж) ;

A, I_0 – площадь подошвы и ее центральный момент инерции;

r – радиус–вектор рассматриваемой точки K подошвы относительно центра O ;

δ – угол между направлением равнодействующей N и нормалью к подошве в точке K ;

β – угол между нормалями к подошве в точке K и к радиусу–вектору этой точки.

При плоской подошве сооружения контактные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{Mx}{I_y}; \quad (3)$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta; \quad (4)$$

где x – расстояние от рассматриваемой точки до центра тяжести подошвы;

I_y – момент инерции площади подошвы.

Схема определению нормальных и касательных контактных напряжений при ломаной подошве сооружения

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Обязательное

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА ОДНОРОДНЫХ ПЕСЧАНЫХ ОСНОВАНИЯХ МЕТОДОМ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ЭПЮР

Нормальные контактные напряжения методом экспериментальных эпюр определяются:

а) в случае, когда равнодействующая всех внешних сил P проходит через центр подошвы сооружения, – по формуле

$$\sigma_x = \overline{\sigma_x} \sigma_m, \quad (1)$$

где σ_x – нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра подошвы сооружения;

$\overline{\sigma_x}$ – относительное нормальное контактное напряжение в соответствующей точке, определяемое по табл. 1 в зависимости

от $\frac{N_\sigma}{b\gamma_I}$ (нижеуровня воды удельный вес грунта следует принимать с учетом взвешивающего действия воды);

$$\sigma_m = \frac{P}{bl}$$

σ_m – среднее нормальное контактное напряжение по подошве сооружения ($\sigma_m = \frac{P}{bl}$);

б) в случае нецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил и отсутствия растягивающих

$$\frac{2e_p}{b} \leq \frac{1}{3m_k} \quad \text{по формуле}$$

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m (1 \pm \frac{12e_p x}{b^2} m_k), \quad (2)$$

где σ_x , $\bar{\sigma}_x$, x – то же, что в формуле (1);

e_p – эксцентриситет приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения;

m_k – коэффициент, определяемый по табл. 2.

Примечание. При подстановке в формулу (2) e_p следует учитывать их знак относительно начала координат, принимаемого в центре подошвы сооружения.

Таблица 1

Значения $\bar{\sigma}_x$

$\frac{2x}{b}$	$\bar{\sigma}_x$ при N_σ , равном						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 2

Значения коэффициента m_k

Число моделирования N_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
Коэффициент m_k	1,221	1,296	1,345	1,402	1,464	1,501	1,628

ПРИЛОЖЕНИЕ 11

Обязательное

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

1. Осадка основания определяется методом послойного суммирования в соответствии сп. 7.7. Дополнительные вертикальные напряжения в середине i -го слоя грунта принимаются равными полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя.

2. Значение дополнительного вертикального напряжения на глубине z основания от нагрузок p и пригрузок q определяется по формуле

$$\sigma_{z,p,i} = \alpha_{1,i} p + \alpha_{2,i} q,$$

где p – среднее фактическое вертикальноедавление на грунт по подошве фундамента;

$\alpha_{1,i}$ –коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте и принимаемый по таблице для прямоугольной формы подошвы в зависимости от относительной глубины $m = \frac{2z_i}{b}$ и отношения сторон $\frac{l}{b}$, для круглой – от отношения $m = \frac{2z_i}{d}$;

$\alpha_{2,i}$ –коэффициент, определяемый для прямоугольной пригрузки по чертежу а, а для треугольной – по чертежу б.

Допускается пригрузку аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапециoidalной эпюрои в зависимости от формы засыпаемого котлована. В последнем случае осадки складываются из определенных для прямоугольной и треугольной нагрузок.

Значения коэффициента $\alpha_{1,i}$

$\frac{2z_i}{b} (\frac{2z_i}{d})$	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $\frac{l}{b}$, равным					
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230
5,2	0,052	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,208
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172

Примечание. При определении дополнительных вертикальных напряжений на глубине z_i от подошвы фундамента по

вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, значения коэффициентов $\alpha_{1,i}$ умножаются на 0,25.

Графики для определения коэффициента $\alpha_{2,i}$

a – для прямоугольной пригрузки; *b* – для треугольной пригрузки

ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ПРИ СРЕДНЕМ ДАВЛЕНИИ ПОД ПОДОШВОЙ СООРУЖЕНИЯ, ПРЕВЫШАЮЩЕМ РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА

Осадка основания при среднем давлении под подошвой сооружения p , превышающем расчетное сопротивление грунта основания, определяется по формуле

$$s_p = K_p s,$$

где K_p – коэффициент увеличения осадки при учете областей пластических деформаций, определяемый для однородного в

пределах сжимаемой толщи грунта H_c при ширине сооружения $b \leq 20$ м и $\frac{H_c}{b} \leq 2$ по чертежу, в других случаях – по результатам специальных исследований;

s – осадка, определяемая по указаниям п. 7.7 и обязательного приложения 11.

График для определения коэффициента K_p

* Примечание. Цифры на кривых: $j=30^\circ, 20^\circ, 15^\circ, 10^\circ, 5^\circ$ заменить соответственно на цифры $j=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТЕПЕНИ ПЕРВИЧНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ГРУНТА

Степень первичной консолидации грунта U_1 в расчетный момент времени от начала роста нагрузки определяется по чертежу,

где C_v^0 – коэффициент степени консолидации

$$C_v^0 = \frac{c_v t_0}{h_0^2};$$

$$\tau_t = \frac{t}{t_0}; t_0 - \text{время роста нагрузки};$$

h_0 – расчетная толщина слоя, определяемая по п. 3.5;

c_v – коэффициент консолидации грунта в вертикальном направлении.

В случае мгновенного приложения нагрузки степень первичной консолидации определяется по чертежу для $C_v^0 = 0,01$ и

$$\tau_t = \frac{100 c_v t}{h_0^2}.$$

$$\tau_t = \frac{t}{t_0} \quad \text{для различных значений } C_v^0$$

График зависимости степени консолидации U_1 от

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНЕЧНЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ГРАВИТАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПОДОШВОЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

1. Смещение сооружения определяется по формуле

$$u = \frac{Q}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{dis,i}}, \quad (1)$$

где Q – суммарная горизонтальная нагрузка на 1 м длины сооружения

(черт. 1);

n – число слоев грунта в пределах смещаемой толщи H_{dis} ;

Φ – коэффициент, определяемый по черт. 2 в зависимости от отношения глубины залегания h_i подошвы i -го слоя грунта к полуширине сооружения $b/2$;

E_{dis} – модуль деформации смещаемого слоя грунта.

Черт.1. Схемы к определению горизонтальных смещений сооружений

a – при однородном основании; b – при горизонтально-слоистом основании; Q – горизонтальная сила; $E_{dis,i}$ – модули деформации смещаемых слоев; H_{dis} – расчетная толщина смещаемого слоя

Черт.2. График для определения коэффициента Φ

2. Всуммарную горизонтальную нагрузку Q следует включать все силы, действующие на сооружение в направлении сдвига, завычетом сил отпора, принимаемых равными давлению грунта в состоянии покоя.

3. Модуль деформации грунта в смещаемом слое $E_{dis,i}$ принимается равным $1,2 E_i$ – для глинистых грунтов и $1,5 E_i$ – для песчаных грунтов, где E_i – то же, что в обязательном приложении 3.

4. Расчетная глубина смещаемой толщи H_{dis} принимается равной:

$$H_{dis} = 0,4b + 0,3H_c \quad (2)$$

где H_c – глубина сжимаемой толщи, определяемая в соответствии с п. 7.9.

РАСЧЕТСУММАРНОЙ ОСАДКИ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

При расчете суммарной осадки s_{Σ} плотины из грунтовых материалов тело плотины делится на n элементарных слоев. Значения осадки s_{Σ} на момент времени t на рассматриваемой вертикали определяется по формуле

$$s_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0,i} - e_{t,i}}{1 + e_{0,i}} \Delta h, \quad (1)$$

где i – номер элементарного слоя, считая снизу вверх;

n – число слоев;

$$\Delta h = \frac{H}{n} \quad \text{– толщина } i\text{-го слоя;}$$

H – высота плотины;

$e_{0,i}$ – начальный коэффициент пористости i -го слоя;

$e_{t,i}$ – коэффициент пористости i -го слоя в момент времени t , определяемый по компрессионной кривой в зависимости от $\sigma_{ef,i} = \sigma_{t,i} - u_{t,i}$;

$\sigma_{ef,i}$ – эффективное вертикальное напряжение в скелете грунта в середине i -го слоя в момент времени t ;

$\sigma_{t,i}$ – полное вертикальное напряжение в середине i -го слоя в момент времени t , принимаемое равным весу вышестоящего грунта $\gamma_{II} h$;

$u_{t,i}$ – поровое давление в той же точке в момент времени t , определяемое методами теории консолидации;

γ_{II} – удельный вес грунта тела плотины с учетом водонасыщения;

h – расстояние по вертикали от рассматриваемой точки до внешнего контура тела плотины или поверхности воды водохранилища.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Коэффициенты надежности

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_g – коэффициент надежности по грунту;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения;

γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок;

γ' – коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости.

Характеристики грунтов

X_n – нормативное значение характеристики;

X – расчетное значение;

α – доверительная вероятность расчетных значений;

ρ – плотность;

ρ_d – плотность в сухом состоянии;

ρ_g – плотность частиц;

I_L – показатель текучести;

g – удельный вес;

e – коэффициент пористости;

a – коэффициент уплотнения;

c – удельное сцепление;

φ – угол внутреннего трения;

E – модуль деформации;

v – коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ;

k – коэффициент фильтрации;

C_u – коэффициент консолидации;

C_u^0 – коэффициент степени консолидации;

U_1 – степень первичной консолидации;

U_2 – степень вторичной консолидации;

μ_1, μ_2 – коэффициенты упругой и гравитационной водоотдачи;

$\delta_{crp}, \delta_{1,crp}$ – параметры ползучести;

q – коэффициент водопоглощения;

I_{cr}, I_{est} – градиенты напора соответственно критический и действующий;

V_{cr}, V_{est} – критическая и действующая скорости фильтрации;

t_f – показатель гибкости фундамента;

$R_c(R_{c,m})$ – предел прочности на одноосное сжатие отдельности (массива) скальных грунтов;

$R_t(R_{t,m})$ – предел прочности на одноосное растяжение отдельности (массива) скальных грунтов;

$R_{cs,m}$ – предел прочности на смятие массива скального грунта;

U_l, U_s – скорости распространения продольных и поперечных волн в скальном массиве.

Нагрузки, напряжения, сопротивления

F – обобщенная расчетная сдвигающая сила;

R – обобщенная расчетная сила предельного сопротивления грунта;

R_{pl} – расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

R_g – расчетные силы сопротивления свай, анкеров;

R_u – расчетная сила предельного сопротивления на участке сдвига с выпором;

$E_{p,fw}$ –расчетное значение горизонтальных составляющих пассивного давления грунта снизовой стороны сооружения;

$E_{a,hw}$ –расчетное значение горизонтальных составляющих активного давления грунта сверховой стороны сооружения;

Φ – суммарная фильтрационная сила;

q – равномерно распределенная вертикальная пригрузка;

σ –нормальное напряжение;

τ – касательное напряжение;

u – избыточное давление впоровой воде;

σ_z –вертикальное нормальное напряжение;

$\sigma_{z,g}$ –то же, от собственного веса грунта;

$\sigma_{z,p}$ –то же, дополнительное от внешней нагрузки;

N_σ –число моделирования.

Деформации оснований и сооружений

S –совместная деформация основания и сооружения;

S_u –предельное значение совместной деформации основания и сооружения;

S_t –нестабилизированная совместная деформация основания и сооружения;

s, u, i –соответственно осадка, горизонтальное перемещение и крен сооружения.

Геометрические характеристики

l – длина сооружения;

b –ширина сооружения;

h –высота сооружения;

A –площадь подошвы сооружения;

e – эксцентриситет;

r – радиус;

h –толщина слоя грунта;

h_c –высота консолидируемого слоя;

H_C –глубина сжимаемой толщи;

H_{dis} –толщина смещаемого слоя;

$\alpha_{j,d}$ –угол падения трещины;

$\alpha_{j,l}$ –угол простириания трещины;

l_j –длина трещины;

b_j –ширина раскрытия трещины.