

Строительные нормы и правила.

Основания зданий и сооружений.

СНиП 2.02.01-83*

Москва 1995

РАЗРАБОТАНЫ НИИОСП им. Н.М. Герсеева Госстроя СССР (руководитель темы - д-р техн. наук, проф. Е.А. Сорочан, ответственный исполнитель - канд. техн. наук А.В. Вронский), институтом Фундаментпроект Минмонтажспецстроя СССР (исполнители - канд. техн. наук Ю.Г. Трофименков и инж. М.Л. Моргулис) с участием ПНИИИС Госстроя СССР, производственного объединения Сттойизыскания Госстроя РСФСР, института Энергосетьпроект Минэнерго СССР и ЦНИИИС Минтрансстроя.

Для расчета фундамента вы можете воспользоваться [калькулятором фундамента](#).

ВНЕСЕНЫ НИИОСП им. Н.М. Герсеева Госстроя СССР.

ПОДГОТОВЛЕНЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ Главным управлением технического нормирования и стандартизации Госстроя СССР (исполнитель - инж. О.Н. Сильницкая).

СНиП 2.02.01-83* является переизданием СНиП 2.02.01-83 с изменением № 1, утвержденным постановлением Госстроя России от 9 декабря 1985 г. № 211.

Номера пунктов и приложений, в которые внесено изменение, отмечены звездочкой.

При пользовании нормативным документом следует учитывать утвержденные изменения строительных норм и правил и государственных стандартов, публикуемые в журнале «Бюллетень строительной техники» и информационном указателе «Государственные стандарты».

Государственный комитет	Строительные нормы и правила	СНиП 2.02.01-83*
СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Основания зданий и сооружений	Взамен СНиП II-15-74 и СН 475-75

Настоящие нормы должны соблюдаться при проектировании оснований зданий и сооружений¹.

¹ Далее для краткости, где это возможно, вместо термина «здания и сооружения» используется термин «сооружения».

Настоящие нормы не распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений, дорог, аэродромных покрытий, сооружений, возводимых на вечномёрзлых грунтах, а также оснований свайных фундаментов, глубоких опор и фундаментов под машины с динамическими нагрузками.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Основания сооружений должны проектироваться на основе:

а) результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических и инженерно-гидрометеорологических изысканий для строительства;

б) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения, нагрузки, действующие на фундаменты, и условия его эксплуатации;

в) технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений (с оценкой по приведенным затратам) для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов или других подземных конструкций.

При проектировании оснований и фундаментов следует учитывать местные условия строительства, а также имеющийся опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях.

1.2. Инженерные изыскания для строительства должны проводиться в соответствии с требованиями СНиП, государственных стандартов и других нормативных документов по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства.

Внесены НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР	Утверждены постановлением Государственного комитета СССР по делам строительства от 5 декабря 1983 г. № 311	Срок введения в действие 1 января 1985 г.
---	--	---

В районах со сложными инженерно-геологическими условиями: при наличии грунтов с особыми свойствами (просадочные, набухающие и др.) или возможности развития опасных геологических процессов (карст, оползни и т.п.), а также на подрабатываемых территориях инженерные изыскания должны выполняться специализированными организациями. [Онлайн калькулятор расчета веса арматуры для ленточного фундамента.](#)

1.3. Грунты оснований должны именоваться в описаниях результатов изысканий, проектах оснований, фундаментов и других подземных конструкций сооружений согласно ГОСТ 25100-82*.

1.4. Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для выбора типа оснований и фундаментов, определения глубины заложения и размеров фундаментов с учетом прогноза возможных изменений (в процессе строительства и эксплуатации) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, а также вида и объема инженерных мероприятий по ее освоению.

Проектирование оснований без соответствующего инженерно-геологического обоснования или при его недостаточности не допускается.

1.5. Проектом оснований и фундаментов должна быть предусмотрена срезка плодородного слоя почвы для последующего использования в целях восстановления (рекультивации) нарушенных или малопродуктивных сельскохозяйственных земель, озеленения района застройки и т.п.

1.6. В проектах оснований и фундаментов ответственных сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, следует предусматривать проведение натурных измерений деформаций основания.

Натурные измерения деформаций основания должны предусматриваться в случае применения новых или недостаточно изученных конструкций сооружений или их фундаментов, а также если в задании на проектирование имеются специальные требования по измерению деформаций основания.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

2.1. Проектирование оснований включает обоснованный расчетом выбор:

типа основания (естественное или искусственное);

типа, конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, столбчатые, плитные и др.; железобетонные, бетонные, буробетонные и др.);

мероприятий, указанных в пп. 2.67-2.71, применяемых при необходимости уменьшения влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность сооружений.

2.2. Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состояний: первой - по несущей способности и второй - по деформациям.

Основания рассчитываются по деформациям во всех случаях и по несущей способности - в случаях, указанных в п. 2.3.

В расчетах оснований следует учитывать совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние поверхностных или подземных вод на физико-механические свойства грунтов).

2.3. Расчет оснований по несущей способности должен производиться в случаях, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены), фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено грунтами, указанными в п. 2.61;

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях, перечисленных в подпунктах «а» и «б», допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

Если проектом предусматривается возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, следует производить проверку несущей способности основания, учитывая нагрузки, действующие в процессе строительства.

2.4. Расчетная схема системы сооружение - основание - или фундамент - основание должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов.

Допускается использовать вероятностные методы расчета, учитывающие статистическую неоднородность оснований, случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов конструкций.

Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований.

2.5. Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, должны устанавливаться расчетом, как правило, исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания.

Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на сооружение или отдельные его элементы, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок должны приниматься согласно требованиям СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией при расчете:

- а) оснований зданий и сооружений III класса¹;
- б) общей устойчивости массива грунта основания совместно с сооружением;
- в) средних значений деформаций основания;
- г) деформаций основания в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям.

¹ Здесь и далее класс ответственности зданий и сооружений принят согласно «Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций», утвержденными Госстроем СССР.

2.6. Расчет оснований по деформациям должен производиться на основное сочетание нагрузок; по несущей способности - на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий - на основное и особое сочетание.

При этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки, которые согласно СНиП по нагрузкам и воздействиям могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считаются кратковременными, а при расчете по деформациям - длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными.

2.7. В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированного материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов.

2.8. Усилия в конструкциях, вызываемые климатическими температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям не должны учитываться, если расстояние между температурно-усадочными швами не превышает значений, указанных в СНиП по проектированию соответствующих конструкций.

2.9. Нагрузки, воздействия, их сочетания и коэффициенты надежности по нагрузке при расчете опор мостов и труб под насыпями должны приниматься в соответствии с требованиями СНиП по проектированию мостов и труб.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов.

2.10. Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов (угол внутреннего трения j , удельное сцепление c , модуль деформации грунтов E , предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c и т.п.). Допускается применять другие параметры, характеризующие взаимодействие фундаментов с грунтом основания и установленные опытным путем (удельные силы пучения при промерзании, коэффициенты жесткости основания и пр.).

Примечание. Далее, за исключением специально оговоренных случаев, под термином «характеристики грунтов» понимаются не только механические, но и физические характеристики грунтов, а также упомянутые в настоящем пункте параметры.

2.11. Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения, должны определяться, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях с учетом возможного изменения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружений.

2.12. Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов устанавливаются на основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522-75.

2.13. Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле

$$X = X_n / g_g \quad (1)$$

где X_n - нормативное значение данной характеристики;

g_g - коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту g_g при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления c , угла внутреннего трения j скальных грунтов и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов $R_{c,r}$, а также плотности грунта r) устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности a . Для прочих характеристик грунта допускается принимать $g_g = 1$.

Примечание. Расчетное значение удельного веса грунта g определяется умножением расчетного значения плотности грунта на ускорение свободного падения.

2.14. Доверительная вероятность a расчетных значений характеристик грунтов принимается при расчетах оснований по несущей способности $a = 0,95$, по деформациям $a = 0,85$.

Доверительная вероятность a для расчета оснований опор мостов и труб под насыпями принимается согласно указаниям п. 12.4. При соответствующем обосновании для зданий и сооружений I класса допускается принимать большую доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов, но не выше 0,99.

Примечания: 1. Расчетные значения характеристик грунтов, соответствующие различным значениям доверительной вероятности, должны приводиться в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям.

2. Расчетные значения характеристик грунтов c , j и g для расчетов по несущей способности обозначаются c_I , j_I и g_I , а по деформациям c_{II} , j_{II} и g_{II} .

2.15. Количество определений характеристик грунтов, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, должно устанавливаться в зависимости от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и класса здания или сооружения и указываться в программе исследований.

Количество одноименных частных определений для каждого выделенного на площадке инженерно-геологического элемента должно быть не менее шести. При определении модуля деформации по результатам испытаний грунтов в полевых условиях штампом допускается ограничиваться результатами трех испытаний (или двух, если они отклоняются от среднего не более чем на 25%).

2.16. Для предварительных расчетов оснований, а также для окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II и III классов и опор воздушных линий электропередачи и связи независимо от их класса допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам.

Примечания: 1. Нормативные значения угла внутреннего трения j_n , удельного сцепления c_n и модуля деформации E допускается принимать по табл. 1-3 рекомендуемого приложения 1. Расчетные значения характеристик в этом случае принимаются при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

- в расчетах оснований по деформациям $g_g = 1$;
- в расчетах оснований по несущей способности:
- для удельного сцепления $g_{g@} = 1,5$;
- для угла внутреннего трения
- песчаных грунтов $g_{g(j)} = 1,1$;
- то же, пылевато-глинистых $g_{g(j)} = 1,15$.

2. Для отдельных районов допускается вместо таблиц рекомендуемого приложения 1 пользоваться согласованными с Госстроем СССР таблицами характеристик грунтов, специфических для этих районов.

Подземные воды.

2.17. При проектировании оснований должна учитываться возможность изменения гидрогеологических условий площадки в процессе строительства и эксплуатации сооружения, а именно:

- наличие или возможность образования верховодки;
- естественные сезонные и многолетние колебания уровня подземных вод;
- возможное техногенное изменение уровня подземных вод;
- степень агрессивности подземных вод по отношению к материалам подземных конструкций и коррозионную активность грунтов на основе данных инженерных изысканий с учетом технологических особенностей производства.

2.18. Оценка возможных изменений уровня подземных вод на площадке строительства должна выполняться при инженерных изысканиях для зданий и сооружений I и II классов соответственно на срок 25 и 15 лет с учетом возможных естественных сезонных и многолетних колебаний этого уровня (п. 2.19), а также степени потенциальной подтопляемости территории (п. 2.20). Для зданий и сооружений III класса указанную оценку допускается не выполнять.

2.19. Оценка возможных естественных сезонных и многолетних колебаний уровня подземных вод производится на основе данных многолетних режимных наблюдений по государственной стационарной сети Мингео СССР с использованием результатов краткосрочных наблюдений, в том числе разовых замеров уровня подземных вод, выполняемых при инженерных изысканиях на площадке строительства.

2.20. Степень потенциальной подтопляемости территории должна оцениваться с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства и прилегающих территорий, конструктивных и технологических особенностей проектируемых и эксплуатируемых сооружений, в том числе инженерных сетей.

2.21. Для ответственных сооружений при соответствующем обосновании выполняется количественный прогноз изменения уровня подземных вод с учетом техногенных факторов на основе специальных комплексных исследований, включающих как минимум годовой цикл стационарных наблюдений за режимом подземных вод. В случае необходимости для выполнения указанных исследований помимо изыскательской организации должны привлекаться в качестве соисполнителей специализированные проектные или научно-исследовательские институты.

2.22. Если при прогнозируемом уровне подземных вод (пп. 2.18 - 2.21) возможны недопустимое ухудшение физико-механических свойств грунтов основания, развитие неблагоприятных физико-геологических процессов, нарушение условий нормальной эксплуатации заглубленных помещений и т.п., в проекте должны предусматриваться соответствующие защитные мероприятия, в частности:

- гидроизоляция подземных конструкций;
- мероприятия, ограничивающие подъем уровня подземных вод, исключая утечки из водонесущих коммуникаций и т.п. (дренаж, противодиффузионные завесы, устройство специальных каналов для коммуникаций и т.д.);

- мероприятия, препятствующие механической или химической суффозии грунтов (дренаж, шпунт, закрепление грунтов);
- устройство стационарной сети наблюдательных скважин для контроля развития процесса подтопления, своевременного устранения утечек из водонесущих коммуникаций и т.д.

Выбор одного или комплекса указанных мероприятий должен производиться на основе технико-экономического анализа с учетом прогнозируемого уровня подземных вод, конструктивных и технологических особенностей, ответственности и расчетного срока эксплуатации проектируемого сооружения, надежности и стоимости водозащитных мероприятий и т.п.

2.23. Если подземные воды или промышленные стоки агрессивны по отношению к материалам заглубленных конструкций или могут повысить коррозионную активность грунтов, должны предусматриваться антикоррозионные мероприятия в соответствии с требованиями СНиП по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии.

2.24. При проектировании оснований, фундаментов и других подземных конструкций ниже пьезометрического уровня напорных подземных вод необходимо учитывать давление подземных вод и предусматривать мероприятия, предупреждающие прорыв подземных вод в котлованы, вспучивание дна котлована и всплытие сооружения.

Глубина заложения фундаментов.

2.25. Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения (пп. 2.17-2.24);
- возможного размыва грунта у опор сооружений, возводимых в руслах рек (мостов, переходов трубопроводов и т.п.);
- глубины сезонного промерзания.

2.26. Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

2.27. Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , м, при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2)$$

где M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП по строительной климатологии и геофизике, а при отсутствии в них данных для конкретного пункта или района строительства - по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства;

d_0 - величина, принимаемая равной, м, для:

- суглинков и глин - 0,23;
- супесей, песков мелких и пылеватых - 0,28;
- песков гравелистых, крупных и средней крупности - 0,30;
- крупнообломочных грунтов - 0,34.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

2.28. Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f , м, определяется по формуле

$$d_f = k_h d_{fn} \quad (3)$$

где d_{fn} - нормативная глубина промерзания, определяемая по пп. 2.26. и 2.27;

k_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений - по табл.1; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений - $k_h=1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Примечание. В районах с отрицательной среднегодовой температурой расчетная глубина промерзания грунта для неотапливаемых сооружений должна определяться теплотехническим расчетом в соответствии с требованиями СНиП по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах.

Расчетная глубина промерзания должна определяться теплотехническим расчетом и в случае применения постоянной теплозащиты основания, а также если тепловой режим проектируемого сооружения может существенно влиять на температуру грунтов (холодильники, котельные и т.п.).

Таблица 1

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми: по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Приведенные в табл.1 значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f \geq 1,5$ м, значения коэффициента k_h повышаются на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном размере a_f значения k_h определяются по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в табл. 1.

2.29. Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

а) для наружных фундаментов (от уровня планировки) по табл. 2;

б) для внутренних фундаментов - независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания, если:

- фундаменты опираются на пески мелкими и специальными исследованиями на данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях, когда специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;
- предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов.

2.30. Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по табл. 2, считая от пола до подвала или технического подполья.

Таблица 2

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем текучести $I_L \geq 0$	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Суглинки, глины, а также крупно-обломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта $I_L \geq 0,25$	Не менее d_f	
Суглинки, глины, а также крупно-обломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта $I_L < 0,25$	Не менее d_f	Не менее $0,5 d_f$

Примечания. 1. В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .

2. Положение уровня подземных вод должно приниматься с учетом указаний пп. 2.17-2.21.

2.31. Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 2, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья - от уровня планировки, а при наличии - от пола подвала или технического подполья.

2.32. В проекте оснований и фундаментов должны предусматриваться мероприятия, не допускающие увлажнения грунтов основания, а также промораживания их в период строительства.

2.33. Фундаменты сооружения или его отсека должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимая разность определяется исходя их условия

$$Dh \leq a(tg j_I + c_I / p), (4)$$

где a - расстояние между фундаментами в свету;

j_I и c_I - расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта (пп. 2.12 - 2.14);

p - среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности).

Расчет оснований по деформациям.

2.34. Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т.п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Примечание. При проектировании сооружений, расположенных в непосредственной близости от существующих, необходимо учитывать дополнительные деформации оснований существующих сооружений от нагрузок проектируемых сооружений.

2.35*. Деформации основания подразделяются на:

- осадки - деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;
- просадки - деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, как, например, замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т.п.;
- подъемы и осадки - деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);
- оседания - деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т.п.;
- горизонтальные перемещения - деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т.д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т.п.
- провалы - деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями или горными выработками.

2.36. Деформация основания в зависимости от причин возникновения подразделяются на два вида:

- первый - деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);

- второй - деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса, подъемы и т.п.).

2.37. Расчет оснований по деформациям должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания.

Деформации основания допускается определять без учета совместной работы сооружения и основания в случаях, оговоренных в п. 2.5.

2.38. Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:

- абсолютной осадкой основания s отдельного фундамента;
- средней осадкой основания сооружения \bar{s} ;
- относительной неравномерностью осадок двух фундаментов Ds/L ;
- креном фундамента (сооружения) i ;
- относительным прогибом или выгибом f/L ;
- кривизной изгибаемого участка сооружения p ;
- относительным углом закручивания сооружения J ;
- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) u .

Примечание. Аналогичные характеристики деформаций могут устанавливаться также для других деформаций, указанных в п. 2.35.

2.39. Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$s \leq s_u \quad (5)$$

где s - совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом в соответствии с указаниями обязательного приложения 2;

s_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями пп. 2.51-2.55.

Примечания. 1. В необходимых случаях для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций сооружений с учетом длительных процессов и прогноза времени консолидации основания следует производить расчет осадок во времени.

2. Осадки основания, происходящие в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций), допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружений.

3. При расчете оснований по деформациям необходимо учитывать возможность изменения как расчетных, так и предельных значений деформаций основания за счет применения мероприятий, указанных в пп. 2.67-2.71.

2.40. Расчетная схема основания, используемая для определения совместной деформации основания и сооружения, должна выбираться в соответствии с указаниями п. 2.4.

Расчет деформаций основания следует, как правило, выполнять, применяя расчетную схему основания в виде:

линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c (п. 6 обязательного приложения 2);

линейно деформируемого слоя, если:

а) в пределах сжимаемой толщи основания H_c , определенной как для линейно деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа (1000 кгс/см²) и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1} \right) \quad (6)$$

где E_2 - модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 ;

б) ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа (100 кгс/см²).

Толщина линейно деформируемого слоя H в случае «а» принимается до кровли малосжимаемого грунта, в случае «б» вычисляется в соответствии с указаниями п. 8 обязательного приложения 2.

Примечание. Схему линейно деформируемого слоя допускается применять для фундаментов шириной $b \geq 10$ м при наличии в пределах сжимаемой толщи слоев грунта с модулем деформации $E \geq 10$ МПа (100 кгс/см²), если их суммарная толщина не превышает $0,2 H$.

2.41. При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем, указанных в п. 2.40, среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , кПа (тс/м²), определяемого по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_x b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] \quad (7)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, условий работы, принимаемые по табл. 3;

k - коэффициент, принимаемый равным: $k_1=1$, если прочностные характеристики грунта (j и c) определены непосредственными испытаниями, и $k_1=1,1$, если они приняты по табл. 1-3 рекомендуемого приложения 1;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 4;

k_z - коэффициент, принимаемый равным:

при $b < 10$ м - $k_z=1$, при $b \geq 10$ м - $k_z=z_0/b+0,2$ (здесь $z_0=8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³ (тс/м³);

γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м²);

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} \quad (8)$$

где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

g_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³ (тс/м³);

d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м - $d_b = 0$).

Примечания: 1. Формулу (7) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $\delta = \sqrt{A}$

2. Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (7), допускается принимать равными их нормативным значениям.

3. Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием.

4. Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать на 15 %.

5. Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки) в формуле (7) принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

Таблица 3

Грунты	Коэффициенту _{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равно	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: <ul style="list-style-type: none"> • маловлажные и влажные • насыщенные водой 	1,25 1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в п. 2.70, б.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента g_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значений L/H коэффициент g_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица 4

Угол Внутреннего трения j_{II} , град.	Коэффициенты			Угол Внутреннего трения j_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_g	M_q	M_c		M_g	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

2.42. Предварительные размеры фундаментов назначаются по конструктивным соображениям или исходя из табличных значений расчетного сопротивления грунтов основания R_0 в соответствии с рекомендуемым приложением 3. Значениями R_0 допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов зданий и сооружений III класса, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не увеличивается в пределах глубины, равной двойной ширине наибольшего фундамента, считая от его подошвы.

2.43. Расчетное сопротивление R основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляется по формуле (7) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.

Если содержание заполнителя превышает 40%, значение R для крупнообломочных грунтов допускается определять по характеристикам заполнителя.

2.44. Расчетное сопротивление грунтов основания R в случае их уплотнения или устройства подушек должно определяться исходя из задаваемых проектом расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов.

2.45. Расчетное сопротивление грунтов основания R при прерывистых фундаментах определяется как для ленточных фундаментов по указаниям пп. 2.41-2.44 с повышением значения R коэффициентом k_d , принимаем по табл. 5.

Таблица 5

Вид фундаментных плит	Значение коэффициента k_d для песков (кроме рыхлых) и пыле- вато-глинистых грунтов соответственно при коэффициенте пористости e и показателе текучести I_L		
	$e \leq 0,5$ $I_L \leq 0$	$e = 0,6$ $I_L = 0,25$	$e \geq 0,7$ $I_L \geq 0,5$
Прямоугольные	1,3	1,15	1,0
С угловыми вырезками	1,3	1,15	1,15

Примечания: 1. При промежуточных значениях e и I_L коэффициент k_d принимается по интерполяции.

2. Для плит с угловыми вырезами коэффициент k_d учитывает повышение R в соответствии с прим. 4 к п. 2.41.

2.46. При увеличении нагрузок на основании существующих сооружений (например, при реконструкции) расчетное сопротивление грунтов основания должно приниматься в соответствии с данными об их физико-механических свойствах с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций сооружения, продолжительностью его эксплуатации, ожидаемых дополнительных нагрузок на фундаменты и их влияния на примыкающие сооружения.

2.47. Расчетное сопротивление грунта основания R , вычисленное по формуле (7), может быть повышено в 1,2 раза, если расчетные деформации основания (при давлении, равном R) не превосходят 40% предельных значений (пп. 2.51-2.55). При этом повышенное давление не должно вызывать деформации основания свыше 50% предельных и превышать значения давления из условия расчета оснований по несущей способности в соответствии с требованиями пп. 2.57-2.65.

2.48. При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы обеспечить условие

$$s_{zp} + s_{zg} \leq R_z \quad (9)$$

где s_{zp} и s_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа (тс/м²);

R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа (тс/м²), вычисленное по формуле (7) для условного фундамента шириной b_z , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a \quad (10)$$

где

$$A_z = N/s_{zp}; \quad a = (l - b)/2,$$

здесь N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента;

l и b - соответственно длина и ширина фундамента.

2.49. Давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распределения давления под подошвой фундамента при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям), как правило, должно определяться с учетом заглубления фундамента в грунт заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций. Краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должно превышать $1,2R$ и в угловой точке - $1,5R$ (здесь R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с требованиями пп. 2.41-2.48).

Примечание: При расчете оснований фундаментов мостов на внецентренную нагрузку следует руководствоваться требованиями СНиП по проектированию мостов и труб.

2.50. Крен отдельных фундаментов или сооружений в целом должен вычисляться с учетом момента в уровне подошвы фундамента, влияния соседних фундаментов, нагрузок на прилегающие площади и неравномерности сжимаемого основания.

При определении кренов фундаментов, кроме того, как правило, необходимо учитывать заглубление фундамента, жесткость надфундаментной конструкции, а также возможность увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента (сооружения).

2.51. Предельные значения совместной деформации основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

а) технологических или архитектурных требований к деформации сооружения (изменение проектных уровней и положений сооружения в целом, отдельных его элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования, подъемных устройств элеваторов и т.п.) - $s_{u,s}$;

б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения - $s_{u,f}$.

2.52. Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям $s_{u,s}$ должны устанавливаться соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации.

Проверка соблюдения условия $s = s_{u,s}$ производится при разработке типовых и индивидуальных проектов в составе расчетов сооружения во взаимодействии с основанием после соответствующих расчетов конструкций сооружения по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

2.53. Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций $s_{u,f}$ должны устанавливаться при проектировании на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием.

Значение $s_{u,f}$ допускается не устанавливать для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа домен), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок основания (например, различного рода шарнирных систем).

2.54. При разработке типовых проектов сооружений на основе значений $s_{u,s}$ и $s_{u,f}$ следует, как правило, устанавливать следующие критерии допустимости применения этих проектов, упрощающие расчет оснований по деформациям при их привязке к местным грунтовым условиям:

а) предельные значения изменчивости сжимаемости грунтов основания a_E , соответствующие различным значениям среднего модуля деформации грунтов в пределах плана сооружения \bar{E} или средней осадки основания \bar{s} ;

б) предельную неравномерность деформаций основания Δs_u^0 , соответствующую нулевой жесткости сооружения;

в) перечень грунтов с указанием их простейших характеристик свойств, а также характера напластований, при наличии которых не требуется выполнять расчет оснований по деформациям.

Примечания: 1. Степень изменчивости сжимаемости основания a_E определяется отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана сооружения к наименьшему значению.

2. Среднее значение модуля деформации грунтов основания \bar{E} в пределах плана сооружения определяется как средневзвешенное (с учетом изменения сжимаемости грунтов по глубине и в плане сооружения).

2.55. Предельные значения деформаций оснований допускается принимать согласно рекомендуемому приложению 4, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, и в задании на проектирование не установлены значения $s_{u,s}$ (пп. 2.51, 2.52).

2.56. Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментами проектируемого сооружения не превышает расчетного сопротивления грунтов основания (пп. 2.41-2.48) и выполняется одно из следующих условий:

а) степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной по п. 2.54, а;

б) инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения типового проекта (см. п. 2.54, в);

в) грунтовые условия площадки строительства сооружений, перечисленных в табл. 6, относятся к одному из вариантов, указанных в этой таблице.

Таблица 6

Сооружения	Варианты грунтовых условий
<p>1. Производственные здания</p> <p>Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно</p> <p>Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6х9 м</p> <p>2. Жилые и общественные здания</p> <p>Прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей:</p> <p>а) протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно;</p> <p>б) несблокированные башенного типа высотой</p>	<p>1. Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40 %</p> <p>2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности</p> <p>3. Пески любой крупности, только плотные</p> <p>4. Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$</p> <p>5. Супеси при $e \leq 0,65$, суглинки при $e \leq 0,85$ и глины при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2</p> <p>6. Пески, кроме пылеватых при $e \leq 0,7$ в сочетании с пылевато-глинистыми грунтами моренного происхождения при $e < 0,5$ и $I_L < 0,5$ независимо от порядка их залегания</p>

Расчет оснований по несущей способности.

2.57. Целью расчета оснований по несущей способности являются обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Принимаемая в расчете схема разрушения основания (при достижении им предельного состояния) должна быть как статически, так и кинематически возможна для данного воздействия и конструкции фундамента или сооружения.

2.58. Расчет оснований по несущей способности производится исходя из условия

$$F \leq g_c F_u / g_n, \quad (11)$$

где F - расчетная нагрузка на основание, определяемая по указаниям пп. 2.5-2.8;

F_u - сила предельного сопротивления основания;

g_c - коэффициент условий работы, принимаемый:

- для песков, кроме пылеватых $g_c = 1,0$
- для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых грунтов
- в стабилизированном состоянии $g_c = 0,9$
- для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии $g_c = 0,85$
- для скальных грунтов:
- неветрелых и слабоветрелых $g_c = 1,0$
- ветрелых $g_c = 0,9$
- сильноветрелых $g_c = 0,8$

g_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов.

2.59. Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, сложенного скальными грунтами N_u , кН (тс), независимо от глубины заложения фундамента вычисляется по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (12)$$

где R_c - расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта, кПа (тс/м²);

b' и l' - соответственно приведенные ширина и длина фундамента, м, вычисляемые по формулам:

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l \quad (13)$$

здесь e_b и e_l - соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м.

2.60. Сила предельного сопротивления основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, должна определяться исходя из условия, что соотношение между нормальными s и касательными напряжениями t по всем поверхностям скольжения, соответствующее предельному состоянию основания, подчиняется зависимости

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (14)$$

где φ_I и c_I - соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта (пп. 2.12-2.14).

2.61. Сила предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами (при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_n \leq 10^{-7}$ см²/год), должна определяться с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов основания за счет избыточного давления в поровой воде u . При этом соотношение между нормальными σ и касательными τ напряжениями принимается по зависимости

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (15)$$

где φ_I и c_I - соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания.

Избыточное давление в поровой воде допускается определять методами фильтрационной консолидации грунтов с учетом скорости приложения нагрузки на основание. При соответствующем обосновании (высокие темпы возведения сооружения или нагружения его эксплуатационными нагрузками, отсутствие в основании дренирующих слоев грунта или дренирующих устройств) допускается в запас надежности принимать избыточное давление в поровой воде равным нормальному напряжению по площадкам скольжения ($u = s$) или принимать значения φ_I и c_I соответствующими нестабилизированному состоянию грунтов основания.

2.62. Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления N_u основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле (16), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает $0,5R$ (R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с пп.2.41.-2.48):

$$N_u = b \operatorname{tg} \varphi_I (N_r \xi_r b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma_I' d + N_c \xi_c c_I), \quad (16)$$

где b' и l' - обозначения те же, что в формуле (12), причем символом b обозначена сторона фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;

N_r, N_q, N_c - безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл.7 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_I и угла наклона к вертикали d равнодействующей внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента;

γ_I и γ_I' - расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м³ (тс/м³), находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды);

c_I - расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа (тс/м²);

d - глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение d , соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала);

x_g, x_q, x_c - коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$x_g = 1 - 0,25/h; \quad x_q = 1 + 1,5/h; \quad x_c = 1 + 0,3/h, \quad (17)$$

здесь $h = l/b$;

l и b - соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям, определяемым по формулам (13).

Если $h = l / b < 1$, в формулах (17) следует принимать $h = 1$.

Угол наклона к вертикали d равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия

$$\operatorname{tg} d = F_h / F_v, (18)$$

где F_h и F_v - соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента.

Расчет по формуле (16) допускается выполнять, если соблюдается условие

$$\operatorname{tg} d < \sin j_1. (19)$$

Примечания: 1. При использовании формулы (16) в случае неодинаковой пригрузки с разных сторон фундамента в составе горизонтальных нагрузок следует учитывать активное давление грунта.

2. Если условие (19) не выполняется, следует производить расчет фундамента на сдвиг по подошве (п.2.63).