

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК**

ҚҰРЫЛЫМДЫҚ-ОРНЫҚСЫЗ ТОПЫРАҚТАРДА САЛЫНҒАН ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

**ҚР НТҚ 07-01.2-2011
НТП РК 07-01.2-2011**

Ресми басылым
Издание официальное

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами
Министерства национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1 ӘЗІРЛЕГЕН:

2 ҰСЫНҒАН:

«ҚазҚСҒЗИ» АҚ, ҚР БҒМ «ҚарМТУ» РМҚК

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы

**3 БЕКІТІЛІП,
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛДІ:**

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

4 ЕНГІЗІЛДІ:

ПРЕДИСЛОВИЕ

1 РАЗРАБОТАН:

2 ПРЕДСТАВЛЕН:

**3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН
В ДЕЙСТВИЕ:**

АО «КазНИИСА», РГКП «КарГТУ» МОН РК

Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан

Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

4 ВВЕДЕН:

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	IV
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	2
4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	4
5 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ГЕОТЕХНИЧЕСКОМУ ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО – НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ.....	7
5.1 Общие положения	7
5.2 Территории с просадочными грунтами.....	11
5.3 Территории с набухающими грунтами	15
5.4 Планировка и застройка территорий с просадочными и набухающими грунтами	16
6 ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОТЕХНИЧЕСКИМ ИЗЫСКАНИЯМ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ	17
6.1 Общие положения	17
6.2 Территории с просадочными грунтами.....	20
6.3 Территории с набухающими грунтами	24
7 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ	27
7.1 Общие положения	27
7.2 Территории с просадочными грунтами.....	36
7.3 Территории с набухающими грунтами	48
8 ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО- НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТА.....	51
8.1 Общие положения	51
8.2 Основные требования к расчету	53
8.3 Особенности проектирования зданий на структурно-неустойчивых грунтах	59
8.4 Общие указания по проектированию зданий и сооружений на структурно- неустойчивых грунтах с учетом особенности их конструктивных схем.....	77
8.5 Выбор расчетных схем деформаций оснований зданий и сооружений, возводимых на структурно - неустойчивых грунтах.....	82
Приложение А (<i>информационное</i>) Примеры по расчету	87
Приложение Б (<i>обязательное</i>) Определение коэффициентов жесткости основания	99
Приложение В (<i>обязательное</i>) Особенности проектирования зданий и сооружений с учетом их выравнивания в период эксплуатации	105
Приложение Г (<i>информационное</i>) Определение модулей остаточных и упругих деформаций грунта	107
Приложение Д (<i>информационное</i>) Определение расчетного сопротивления грунта основания	108
Приложение Е (<i>обязательное</i>) Определение осадки грунтов оснований	113
Приложение Ж (<i>информационное</i>) Предельные деформации основания	115

ВВЕДЕНИЕ

Геотехнические проекты зданий и сооружений, возводимых на просадочных и набухающих грунтах в соответствии с СН РК EN 1997-1:2004/2011 относятся к геотехнической категории 3, которая включает сооружения в районах с особо сложными грунтовыми условиями, что требует отдельных исследований или особых мероприятий. Геотехническая категория 3 обычно включает правила и положения, отличающиеся от правил и положений СН РК EN 1997-1:2004/2011.

Настоящее Пособие гармонизировано в соответствии с Еврокодами и действующими национальными нормативными документами и дополняет, детализирует отдельные положения этих документов, касающиеся вопросов, связанных с особенностями проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на структурно-неустойчивых грунтах.

Пособие содержит рекомендации по проектированию геотехнической части и конструкций зданий и сооружений для строительства на просадочных и набухающих грунтах. В Пособии приведены дополнительные требования, относящиеся к инженерно-геологическим изысканиям и проектированию зданий и сооружений в особых грунтовых условиях, а также положения, детализирующие эти требования, и подробные рекомендации по расчету и проектированию. Ряд положений Пособия сопровождаются примерами расчета, охватывающими наиболее характерные случаи, встречающиеся в практике проектирования.

Набухающие грунты распространены на территории Казахстана практически повсеместно с неравномерным проявлением их специфических свойств. Просадочные и основные их представители – лессовые грунты широко распространены в южных регионах нашей страны.

Пособие предназначено для использования в качестве практического пособия при проектировании зданий и сооружений на просадочных и набухающих грунтах Казахстана.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ҚҰРЫЛЫМДЫҚ- ОРНЫҚСЫЗ ТОПЫРАҚТАРДА САЛЫНҒАН ҒИМАРАТТАР
МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

Дата введения –2012-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящее Пособие распространяется на проектирование зданий и сооружений, возводимых на структурно-неустойчивых грунтах, геотехническая часть которых проектируются и выполняются по требованиям СН РК EN 1997-1:2004/2011, СН РК EN 1997 -2: 2007/2011, СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991.

Нормы являются обязательными для органов государственного управления, контроля и экспертизы, местного и регионального самоуправления, предприятий, учреждений и организаций независимо от форм собственности и ведомственной принадлежности, юридических и физических лиц, осуществляющих проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных и набухающих грунтах. Нормы также не распространяется на проектирование гидротехнических сооружений, дорог, аэродромных покрытий.

Настоящее Пособие разработано в качестве практического пособия в развитие СН РК EN 1997-1:2004/2011, а также действующих национальных нормативных документов и дополняет, детализирует отдельные положения этих документов, касающиеся вопросов, связанных с особенностями проектирования зданий и сооружений на просадочных и набухающих грунтах.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем Пособии использованы ссылки на следующие документы:

СН РК EN 1997-1:2004/2011 Еврокод 7: Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.

СН РК EN 1997 -2: 2007/2011 Еврокод 7: Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Еврокод: Основы строительного проектирования.

СН РК EN 1991 Еврокод 1: Воздействия на конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов по ежегодно издаваемому информационному указателю «Нормативные документы по стандартизации» по состоянию на текущий год и соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим Пособием следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

3.1 Грунт (soil): Обобщенное наименование всех видов горных пород, являющихся объектом инженерно-строительной деятельности человека.

3.2 Деформации основания сооружений допустимые (admissible structure base deformations): Деформации, способные вызвать такие повреждения в сооружениях, при которых для дальнейшей эксплуатации их по прямому назначению достаточно проведение текущих наладочных и ремонтных работ.

3.3 Деформации основания сооружений предельные (ultimate structure base deformations/limit state of fitness): Деформации, превышение которых может вызвать аварийное состояние сооружений или угрозу опасности для жизни людей.

3.4 Основание сооружения (structure base): Массив грунта, взаимодействующий с сооружением.

3.5 Подземное сооружение или подземная часть сооружения (subsurface structure): Сооружение или часть сооружения, расположенная ниже уровня поверхности земли.

3.6 Тоннель (tunnel): Горизонтальное или наклонное протяженное подземное сооружение высотой 2 м и более до выступающих конструкций, предназначенное для прокладки железных и автомобильных дорог, пешеходных переходов, коммуникаций и т.д.

3.7 Уступы (bench): Сосредоточенные деформации земной поверхности, проявляющиеся в образовании трещин со сдвигом горных пород.

3.8 Просадочный грунт (Subsiding soil): Преимущественно глинистый (лессовый) грунт, в котором при повышении влажности выше определенного уровня происходит потеря прочности его и под воздействием внешней нагрузки и (или) собственного веса происходит дополнительное уплотнение – просадка грунта.

3.9 Просадка: Вертикальные деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, например, как замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т.п.

3.10 Просадочная толща (Subsiding depth of a layer): Слой грунта от природной поверхности или уровня планировки до кровли непросадочного грунта.

3.11 Относительная просадочность (Relative subsiding): Отношение изменения толщины слоя грунта без возможности бокового расширения до и после повышения его влажности при заданном давлении к его первоначальной толщине в природном залегании.

3.12 Начальное просадочное давление (Initial subsiding pressure): Минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта при его полном водонасыщении.

3.13 Начальная просадочная влажность (Initial subsiding humidity): Минимальная влажность, при которой проявляются просадочные свойства грунта при заданном напряженном состоянии.

3.14 Горизонтальное перемещение (Horizontal moving): Горизонтальное перемещение грунта или здания и сооружения, возникающее при значительных неравномерных просадках на участках их изменения от минимальных до максимальных значений.

3.15 Набухающий грунт (Swelling soil): Преимущественно глинистый грунт, который, находясь в напряженном состоянии от действия нагрузки или от собственного веса, способен при замачивании водой или растворами увеличиваться в объеме.

3.16 Давление набухания (Swelling pressure): Давление, возникающее в грунте при его замачивании и характеризуемое давлением, передаваемым на образец в условиях, исключающих возможность бокового расширения, когда деформации набухания равны нулю.

3.17 Влажность набухания (Swelling humidity): Влажность грунта после завершения его набухания в условиях, исключающих возможность бокового расширения, при отсутствии нагрузки или при обжатии заданным давлением.

3.18 Степень изменчивости сжимаемости основания (Degree of variability of compressibility of the basis): Отношение приведенного по глубине наибольшего значения модуля деформации грунта к его наименьшему значению или максимальной вертикальной деформации к его минимальной величине.

3.20 Коэффициент жесткости основания (Factor of rigidity of the basis): Характеристика сжимаемости основания, представляющая собой отношение равномерно распределенной нагрузки на него к его осадке.

3.21 Условный радиус кривизны (Conditional radius of curvature): Кривизна поверхности грунта природного сложения или на уровне подошвы фундамента на криволинейных участках изменения просадки грунта от собственного веса от нуля до максимальной величины, представляющий собой отношение квадрата длины криволинейного участка к величине максимальной просадки грунта от собственного веса.

3.22 Жесткая конструктивная схема (The rigid constructive circuit): Характеризуется жесткой и прочной связью отдельных элементов зданий и сооружений между собой, при которой, возникающие в них дополнительные напряжения от неравномерных деформаций грунтов оснований практически полностью воспринимаются и здания и сооружения оседают как единое целое, равномерно и с креном.

3.23 Податливая конструктивная схема (The pliable constructive circuit): Схема, в которой отдельные элементы зданий и сооружений шарнирно связаны между собой и в следствие этого при неравномерных деформациях грунтов оснований в конструкциях не возникают существенные дополнительные усилия, так как взаимные перемещения отдельных элементов практически полностью соответствуют характеру развития неравномерных деформаций грунтов оснований.

3.24 Комбинирования конструктивная схема (Combinations the constructive circuit): Схема, в которой фундаментно-подвальная или подземная часть принята

(запроектирована) по жесткой конструктивной схеме, а надземная – по податливой схеме, либо частично по жесткой схеме, включая наружные железобетонные стены и внутренний железобетонный каркас с монолитными железобетонными перекрытиями.

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

4.1 Для целей настоящего Пособия [к СН РК EN 1997] применяются следующие обозначения, использованные в СН РК EN 1997-1:2004/2011:

Латинские буквы

- A' — эффективная площадь основания;
- A_c — суммарная площадь основания при сжатии;
- a_d — проектное значение геометрических данных;
- a_{nom} — номинальное значение геометрических данных;
- Δa — приращение к номинальным геометрическим данным для конкретных целей проектирования;
- b — ширина фундамента;
- b' — эффективная ширина фундамента;
- C_d — предельная проектная величина для результата воздействия;
- c — удельное сцепление грунта;
- c' — удельное сцепление грунта при эффективных напряжениях;
- c_u — прочность грунта при недренированном сдвиге;
- $c_{u;d}$ — проектная величина прочности грунта при недренированном сдвиге;
- d — глубина заложения;
- E_d — проектная величина результата воздействия;
- $E_{stb;d}$ — проектная величина результата стабилизирующих воздействий;
- $E_{dst;d}$ — проектная величина результата дестабилизирующего воздействия;
- F_d — проектное значение воздействия;
- F_k — характеристическое значение воздействия;
- F_{rep} — репрезентативное значение воздействия;
- $G_{dst;d}$ — проектная величина постоянных дестабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;
- $G_{stb;d}$ — проектная величина постоянных стабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;
- $G'_{stb;d}$ — проектное значение стабилизирующих постоянных вертикальных воздействий для определения взвешивающих усилий (вес во взвешенном состоянии);
- H — горизонтальная нагрузка или составляющая полного воздействия параллельно подошве фундамента;
- H_d — проектное значение H ;
- h — высота стены;
- h — уровень воды при гидравлическом поднятии;
- h' — высота призмы грунта для проверки гидравлического взвешивания;
- $h_{w;k}$ — характеристическое значение гидростатического давления воды на основание призмы грунта;

K_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;
 k — отношение $\delta_d / \varphi_{cv;d}$;
 l — длина фундамента;
 l' — эффективная длина фундамента;
 n — число, например, свай или графиков испытаний;
 $Q_{dst;d}$ — проектная величина переменных дестабилизирующих вертикальных воздействий для проверки подъемной силы;
 $q_{b;k}$ — характеристическое значение предельного сопротивления основания;
 R_c — сопротивление грунта сжатию в предельном состоянии по несущей способности;
 $R_{c;cal}$ — рассчитанная величина R_c ;
 $R_{c;d}$ — проектная величина R_c ;
 $R_{c;k}$ — характеристическая величина R_c ;
 R_d — проектная величина сопротивления воздействию;
 $R_{p;d}$ — проектная величина силы сопротивления, вызываемой давлением грунта на боковую сторону фундамента;
 $S_{dst;d}$ — проектное значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;
 $S_{dst;k}$ — характеристическое значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;
 s — осадка;
 s_0 — мгновенная осадка;
 s_1 — осадка, вызванная консолидацией;
 s_2 — осадка, вызванная ползучестью (вторичная осадка);
 u — поровое давление воды;
 $u_{dst;d}$ — проектное значение суммарного дестабилизирующего полного порового давления воды;
 V — вертикальная нагрузка или составляющая полного воздействия нормально к основанию фундамента;
 V_d — проектное значение V ;
 V'_d — проектное значение эффективного вертикального воздействия или компонента суммарного воздействия нормально к основанию фундамента;
 $V_{dst;d}$ — проектная величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;
 $V_{dst;k}$ — характеристическая величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;
 X_d — проектная величина свойства материала;
 X_k — характеристическая величина свойства материала;
 z — вертикальное расстояние.

Греческие буквы

α — наклон поверхности основания фундамента к горизонтали;
 β — угол откоса грунта позади стены (вверх — положительный);
 δ — угол трения на границе раздела грунт-конструкция;

- δ_d — проектное значение δ ;
- γ — удельный вес;
- γ' — эффективный удельный вес;
- γ_a — частный коэффициент для анкеров;
- $\gamma_{a;p}$ — частный коэффициент для постоянных анкеров;
- $\gamma_{a;t}$ — частный коэффициент для временных анкеров;
- γ_b — частный коэффициент для сопротивления основания сваи;
- γ_c — частный коэффициент для эффективного сцепления;
- γ_{cu} — частный коэффициент для прочности на сдвиг в недренированном состоянии;
- γ_E — частный коэффициент для воздействия;
- γ_f — частный коэффициент для воздействий с учетом неблагоприятных отклонений от репрезентативных значений;
- γ_F — частный коэффициент;
- γ_G — частный коэффициент для постоянного воздействия;
- $\gamma_{G;dst}$ — частный коэффициент для постоянного дестабилизирующего воздействия;
- $\gamma_{G;stb}$ — частный коэффициент для постоянного стабилизирующего воздействия;
- γ_m — частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала);
- $\gamma_{m;i}$ — частный коэффициент для параметра грунта в слое i ;
- γ_M — частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала), в том числе учитывающий неопределенности моделей;
- γ_Q — частный коэффициент для переменного воздействия;
- γ_{qu} — частный коэффициент для прочности при возможности бокового расширения;
- γ_R — частный коэффициент для сопротивления;
- $\gamma_{R;d}$ — частный коэффициент для неопределенности в модели сопротивления;
- $\gamma_{R;e}$ — частный коэффициент для сопротивления грунта;
- $\gamma_{R;h}$ — частный коэффициент для сопротивления скольжения;
- $\gamma_{R;v}$ — частный коэффициент для сопротивления сжатию;
- $\gamma_{S;d}$ — частный коэффициент для неопределенностей при моделировании результатов воздействий;
- γ_w — удельный вес воды;
- $\gamma_{\varphi'}$ — частный коэффициент для угла внутреннего трения ($\tan \varphi'$);
- γ_γ — частный коэффициент для удельного веса воды;
- θ — угол наклона H ;
- ψ — коэффициент преобразования характеристической величины в репрезентативную;
- $\sigma_{stb;d}$ — проектное значение полного стабилизирующего вертикального напряжения;
- $\sigma'_{h;0}$ — горизонтальный компонент эффективного давления грунта в покое;
- $\sigma(z)$ — напряжение, нормальное к стене на глубине z ;
- $\tau(z)$ — напряжение, касательное к стене на глубине z ;
- φ' — угол внутреннего трения при эффективных напряжениях;
- φ_{cv} — угол внутреннего трения в предельном состоянии при сдвиге;

$\varphi_{cv;d}$ — проектная величина φ_{cv} ;

φ'_d — проектная величина φ' .

Сокращения

OCR — коэффициент переуплотнения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Символы, широко используемые во всех Еврокодах, определяются в EN 1990:2002.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Обозначения используемых символов основаны на ISO 3898:1997.

4.2 Для геотехнических расчетов рекомендуются следующие размерности и их производные:

- сила, кН;
- масса, кг;
- момент, кНм;
- массовая плотность, кг/м³;
- весовая плотность, кН/м³;
- напряжение, давление, прочность и жесткость (модуль деформации), кПа;
- коэффициент фильтрации, м/с;
- коэффициент консолидации, м²/с.

5 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ГЕОТЕХНИЧЕСКОМУ ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО – НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

5.1 Общие положения

5.1.1 Геотехническое проектирование в условиях просадочных грунтов должно осуществляться с учетом их специфических свойств, заключающихся в том, что при повышении влажности выше определенного уровня в них развиваются быстро протекающие дополнительные деформации просадки от внешней нагрузки и (или) собственного веса грунта.

5.1.2 При геотехническом проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах, следует учитывать возможность повышения их влажности за счет:

- а) явного подтопления вследствие замачивания грунтов сверху из внешних источников и (или) снизу при подъеме уровня подземных вод;
- б) неявного подтопления в результате постепенного накопления влаги в грунте в связи с инфильтрацией поверхностных вод и экранированием поверхности застроенных территорий.

При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами в качестве их расчетного состояния по влажности следует учитывать:

при возможности их подтопления - полное водонасыщение ($S_r \geq 0,8$);

при невозможности их подтопления - установившееся значение влажности W_{eq} , принимаемое равным природной влажности W , если $W \geq W_p$ и влажности на границе раскатывания, если $W < W_p$.

5.1.3 Геотехническое проектирование в условиях набухающих грунтов должно осуществляться с учетом способности таких грунтов - при повышении влажности

увеличиваться в объеме - набухать. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс - усадка.

5.1.4 При геотехническом проектировании зданий и сооружений на набухающих грунтах, следует учитывать возможность:

- набухания этих грунтов за счет подтопления вследствие подъема уровня подземных вод или инфильтрации увлажнения грунтов производственными или поверхностными водами;
- набухания за счет скрытого подтопления в результате накопления влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и экранировании поверхности застроенной территории;
- набухания и усадки грунта в верхней части зоны аэрации вследствие изменения водно-теплого режима (сезонных климатических факторов);
- усадки за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

ПРИМЕЧАНИЕ При проектировании заглубленных частей сооружений должны учитываться горизонтальные давления, возникающие при набухании и усадке грунтов.

5.1.5 (2.1) При проектировании зданий и сооружений для строительства на просадочных и набухающих грунтах к проекту должны предъявляться следующие требования:

(1)Р Для каждой геотехнической проектной ситуации должно проверяться, что не превышает ни одно из предельных состояний, определенных в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

(2) При определении проектных ситуаций и предельных состояний следует учитывать следующие факторы:

- влияние инженерно-геологических условий площадки на общую устойчивость и характер развития перемещений грунтов основания;
- тип и размер здания или сооружения и его элементов, включая особые требования, такие как расчетный срок службы;
- ситуацию на прилегающей территории (например: влияние близко расположенных зданий или сооружений, транспорта, а также наличие инженерных коммуникаций, растительности, опасных химикатов);
- условия залегания грунтов;
- грунтовые воды и их сезонное колебание, химический состав, агрессивность;
- региональная сейсмичность;
- влияние окружающей среды (гидрология, поверхностные воды, оседание грунта, климатические условия района, сезонные изменения температуры и влаги);
- планировка застроенных территорий;
- конструктивные меры защиты зданий и сооружений.

При проектировании зданий и сооружений для строительства на просадочных и набухающих грунтах в соответствии с предъявляемыми требованиями к проекту следует предусматривать следующее:

- мероприятия по снижению неравномерностей осадок оснований фундаментов и устранению кренов зданий и сооружений путем использования различных методов их выравнивания;

- водозащитные мероприятия на территориях, сложенных просадочными и набухающими грунтами;
- конструктивные мероприятия по защите зданий и сооружений от чрезмерных неравномерностей осадок грунтов оснований;
- инженерную подготовку строительных площадок, снижающую неравномерность деформаций основания;
- мероприятия, обеспечивающие нормальную эксплуатацию наружных и внутренних инженерных сетей, лифтов и другого инженерного и технологического оборудования в период проявления неравномерных деформаций основания.

Выполнение указанных мер защиты не исключает возможности появления в несущих и ограждающих конструкциях допускаемых по условиям эксплуатации деформаций и трещин, устранимых при проведении ремонта.

5.1.6 (2.1) Геотехнические проекты зданий и сооружений, возводимых на просадочных и набухающих грунтах следует относить к геотехнической категории 3, которая включает сооружения в районах с особо сложными грунтовыми условиями, что требует отдельных исследований или особых мероприятий.

(21) Геотехническая категория 3 обычно включает правила и положения, отличающиеся от правил и положений СН РК EN 1997-1:2004/2011.

5.1.7 (2.2) Геотехнические проекты зданий и сооружений для строительства на просадочных и набухающих грунтах должны быть выполнены с учетом следующих проектных ситуаций.

(1)Р Должны рассматриваться как кратковременные, так и долговременные ситуации.

(2) При геотехническом проектировании типовое детальное описание расчетных ситуаций должно включать:

- воздействия, их сочетания и случаи нагружения;
- пригодность основания сооружения по общей устойчивости и перемещениям грунтов;
- расположение и классификацию различных зон грунта, горных пород или элементов конструкции, которые включены в расчетную модель;
- уклон подстилающих слоев;
- горные выработки, пустоты и другие подземные структуры;
- в случае сооружений, опирающихся на скальный грунт или расположенных вблизи от него:
 - переслаивание мало- и сильносжимаемых слоев;
 - разломы и трещины;
 - возможную неустойчивость скальных блоков;
 - пустоты выщелачивания типа поноров или трещин, заполненные рыхлым материалом, с продолжающимися процессами растворения;
 - характер окружающей среды проектируемого объекта, включая:
 - последствия выщелачивания, эрозии, выемки грунта, изменяющие геометрию поверхности основания;
 - последствия химической коррозии;
 - последствия выветривания;
 - последствия промерзания;
 - последствия длительных засушливых периодов;

- изменения уровней грунтовых вод вследствие водопонижения, возможного подтопления, аварий систем дренажа, водопользования и т. д.;
- присутствие газов, выделяющихся из грунта;
- другие временные и пространственные воздействия на прочность и другие свойства материалов, например возникновение ям, создаваемых землеройными животными;
- землетрясения;
- смещения грунтов основания за счет оседаний при горных работах и других причин;
- чувствительность сооружения к деформациям;
- влияние нового сооружения на существующие сооружения, коммуникации или окружающую среду;
- последствия застройки территорий.

5.1.8 Здания и сооружения с новыми или усовершенствованными конструктивными решениями, методами выравнивания и способами подготовки оснований на просадочных и набухающих грунтах допускается применять в массовом строительстве только после получения положительных результатов экспериментальной проверки в натурных условиях.

5.1.9 Проектами зданий и сооружений в случаях, устанавливаемых проектной организацией, следует предусматривать выполнение работ, связанных с инструментальными наблюдениями за деформациями земной поверхности, а также зданиями и сооружениями, включая, при необходимости, и период их строительства.

5.1.10 К проекту здания или сооружения следует прилагать специальный паспорт, в котором необходимо привести:

- при строительстве в условиях просадочных и набухающих грунтов — схему застройки микрорайона или квартала с нанесением водонесущих сетей (водопровода, канализации, теплотрасс) и указанием расположения запорных устройств на водоводах для отключения отдельных трасс или их участков при аварии; план расположения неподвижных реперов, используемых при наблюдениях за осадками зданий и сооружений;
- во всех случаях указания по организации и проведению геотехнического мониторинга, включающего инструментальные наблюдения за деформациями здания или сооружения и земной поверхности;

Паспорта должны постоянно находиться в эксплуатирующей и проектной организациях.

5.1.11 (2.3) (1)Р В геотехническом проекте необходимо оценить влияние условий окружающей среды на долговечность материалов и предусмотреть защиту или подбор материалов с соответствующей прочностью.

5.1.12 В состав проектной документации на строительство зданий и сооружений в условиях просадочных и набухающих грунтов следует включать раздел «Долговечность», предусматривающий предупреждение в период срока службы здания нарушений его эксплуатационной пригодности, а также обеспечение бесперебойной работы инженерного оборудования.

5.1.13 (2.4.2) (1)Р Воздействия определяются в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. При необходимости можно использовать величины воздействий согласно EN 1991.

(2)Р Необходимо принимать значения параметров геотехнических воздействий, если они известны до выполнения расчета, эти значения могут измениться при расчете.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения параметров геотехнических воздействий могут измениться в процессе расчета. В таких случаях они вводятся как первое приближение с заданным начальным значением.

5.2 Территории с просадочными грунтами

5.2.1 Осадки основания проектируемых фундаментов, возникающие в результате уплотнения и просадки грунта должны определяться путем суммирования деформаций отдельных слоев основания.

5.2.2 Геотехническими воздействиями, которые необходимо дополнительно учитывать наряду с осадкой грунта от нагрузки фундаментов при проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах являются следующие виды деформаций (Рисунки 1 и 2):

- абсолютная просадка отдельного фундамента S_{sl} ;
- средняя просадка основания здания \bar{S}_{sl} ;
- относительная неравномерность просадок: $\Delta S_{sl} / L$ двух соседних фундаментов (перекос), т.е. разность просадок отдельных точек фундаментов, отнесенная к расстоянию между ними;
- крен при просадке фундамента или здания в целом i_{sl} , т.е. отношение разности просадок крайних точек фундамента к его ширине или длине;
- относительный прогиб при просадке F_{sl} / L_i (отношение стрелы прогиба к длине изгибаемого участка сооружения), а также при просадке грунтов от собственного веса дополнительно должны рассматриваться:
 - горизонтальные перемещения грунта в основании u_{sl} ;
 - наклон поверхности грунта в основании i_{sl} ;
 - кривизна поверхности грунта в основании P_{sl} .

ПРИМЕЧАНИЕ Приведенные величины деформаций оснований на просадочных грунтах допускается определять без учета совместной работы здания с основанием и перераспределения нагрузок при неравномерных просадках грунта.

5.2.3 Характер развития просадок грунтов по глубине объясняется наличием трех зон в пределах просадочной толщи основания (Рисунок 1):

I зона, в пределах которой просадки грунта происходят от внешней нагрузки (фундамента) и собственного веса грунта (деформируемая зона);

II зона является нейтральной и, в ее пределах, как правило, просадка грунта отсутствует;

III зона, в пределах которой просадки грунта происходят только от его собственного веса.

При замачивании просадочной толщи на площади шириной $B_w > H_{sl}$ (H_{sl} - величина просадочной толщи) просадка поверхности грунта от собственного веса характеризуется:

- горизонтальным участком просадки поверхности грунта b_w , внутри которого просадка грунта S_{sl} развивается до наибольшей величины и изменяется менее $\pm 10\%$;
- двумя криволинейными участками r , на которых просадка грунта изменяется от наибольшей величины S_{sl} до нуля.

При замачивании просадочной толщи на площади шириной $B_w < H_{sl}$ горизонтальный участок просадки грунта практически не наблюдается.

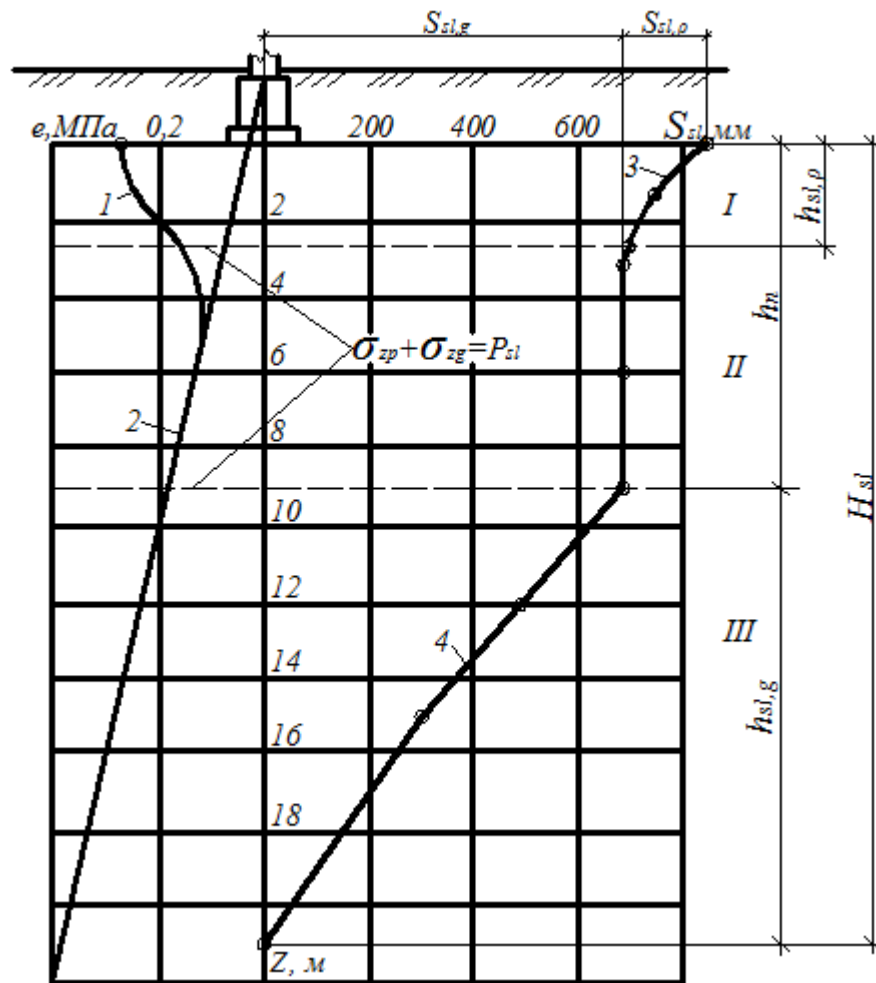
5.2.4 Особенности деформации просадки грунтов от собственного веса характеризуются наклонами i_{sl} и кривизной ρ_{sl} , а также горизонтальными перемещениями поверхности. Такие деформации наблюдаются на участках развития неравномерных просадок.

5.2.5 При замачивании просадочных грунтов сверху развивается просадка в пределах части или реже всей просадочной толщи (при $B_w < H_{sl}$) и полная просадка в пределах всей просадочной толщи как от внешней нагрузки, так и собственного веса грунта (при $B_w > H_{sl}$).

5.2.6 Если замачивание просадочной толщи сверху происходит из источников шириной $B_w < H_{sl}$, то в грунте возникает увлажненная зона, поперечное сечение которой имеет форму усеченного эллипса (Рисунок 2, а).

В основном замачивание просадочного грунта сверху происходит в течение длительного времени в результате утечек технологической воды и при $B_w > H_{sl}$ образуется увлажненная зона грунта, имеющая форму трапеции (Рисунок 2, б).

При этом состояние влажности грунта в пределах увлажненной зоны с шириной B_w (Рисунок 2, а) соответствует полному водонасыщению, а на участках L оценивается от полного водонасыщения до природной влажности.



I - верхняя зона просадки грунта (от внешней нагрузки и собственного веса грунта); II - нейтральная зона; III - нижняя зона просадки грунта (от его собственного веса); 1 - эпюра изменения вертикальных напряжений по глубине от внешней нагрузки; 2 - то же, от собственного веса грунта; 3 - эпюра изменения просадки грунта по глубине от внешней нагрузки; 4 - то же, от собственного веса грунта; $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ - суммарные давления; P_{sl} - начальное просадочное давление; $h_{sl,n}$ - толщина верхней зоны просадки (от внешней нагрузки); h_n - толщина центральной зоны; $h_{sl,g}$ - толщина нижней зоны просадки грунта (от его собственного веса); H_{sl} - глубина просадочной толщи

Рисунок 1 – Характерные зоны просадки грунта под фундаментом

5.2.7 Исходные данные для выбора инженерных решений, а также состава и объема конструктивных, водозащитных мероприятий при проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах должны включать:

материалы инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий для строительной площадки;

проектные решения здания или сооружения;

генеральный план участка строительства;

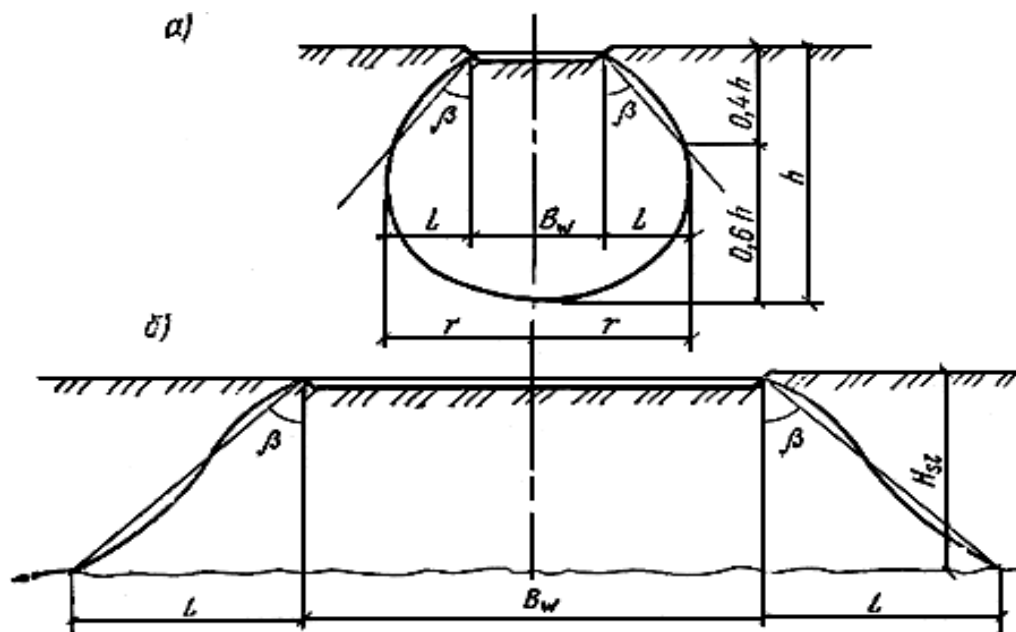
ситуационный план района строительства;

проект вертикальной планировки застраиваемой территории;

схемы водонесущих коммуникаций;

сведения о способах подготовки оснований, применяемые в районе строительства;
данные о деформациях зданий (сооружений) в районе застройки.

5.2.8 В зависимости от ожидаемых деформаций земной поверхности территории на просадочных грунтах подразделяются на группы по условиям строительства в соответствии с Таблицей 5.1 для грунтовых условий I типа и с Таблицей 5.2 - для грунтовых условий II типа.



а - при $B_w < H_{sl}$; б - при $B_w > H_{sl}$

Рисунок 2 – Схемы формирования увлажненных зон грунтов при их замачивании

Таблица 5.1 – Группа условий строительства для грунтовых условий I типа

Группа условий строительства	Просадочность основания от внешней нагрузки	Деформации основания	
		просадка от внешней нагрузки $S_{sl,p}$	относительная разность просадок от внешней нагрузки $i_{sl,p} = \Delta S_{sl,p} / L$
I	Не устранена	$S_{sl,p}^{\max}$	$i_{sl,p}^{\max}$
II	Устранена частично	$S_{sl,p}^{\max} \geq S_{sl,p} \geq 0$	$i_{sl,p}^{\max} \geq i_{sl,p} \geq 0$
III	Устранена полностью	$S_{sl,p} = 0$	$i_{sl,p} = 0$
Обозначение, принятое в Таблице: L — расстояние между фундаментами здания (сооружения) .			

Таблица 5.2 – Группа условий строительства для грунтовых условий II типа

Группа условий строительства	Деформации земной поверхности, мм/м		Показатель, мм/м $K=s_{sl,p}/r$
	относительная горизонтальная ε	наклон i	
0	$\varepsilon > 12$	$i > 18$	$K > 11$
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$18 \geq i > 13,5$	$11 \geq K > 9$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$13,5 \geq i > 10$	$9 \geq K > 6$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$10 \geq i > 7,5$	$6 \geq K > 4$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$7,5 \geq i > 0$	$4 \geq K > 0$
ПРИМЕЧАНИЕ Обозначение, принятое в Таблице: r — расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса.			

5.3 Территории с набухающими грунтами

5.3.1 Деформации основания в результате набухания или усадки грунта должны определяться путем суммирования деформаций отдельных слоев основания.

Подъем основания в результате набухания грунта определяется в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались.

Предельные значения деформаций, вызываемых набуханием (усадкой) грунтов, допускается принимать по рекомендациям Приложения Н (СН РК EN 1997-1:2004/2011).

В расчете используются величины относительного набухания ε_{sw} или относительной усадки ε_{sh} , суммарные давления, действующие в рассматриваемых слоях грунта: от собственного веса грунта, нагрузок, передаваемых от фундамента здания или сооружения, и дополнительного давления, вызванного влиянием неувлажненной части массива грунта.

5.3.2 Геотехническими воздействиями, которые необходимо дополнительно учитывать наряду с осадкой грунта от нагрузки фундаментов при проектировании зданий и сооружений на набухающих грунтах являются следующие виды деформаций:

- подъем основания при набухании грунта h_{sw} ;
- осадка (усадка) основания в результате высыхания набухающего грунта S_{sh} ;
- абсолютная осадка отдельного фундамента с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания S ;
- средняя осадка фундаментов здания (сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания \bar{S} ;
- относительная неравномерность осадок двух соседних фундаментов с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания $(S_1 - S_2)/L$;
- крен фундамента (здания или сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания i ;
- относительный прогиб или выгиб с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания f/L ;
- кривизна изгибаемого участка здания (сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания ρ ;

- горизонтальным перемещением фундамента (здания или сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания u , а также горизонтальное давление, возникающее при набухании и усадке грунта ρ_h .

ПРИМЕЧАНИЕ Приведенные величины деформаций оснований на набухающих грунтах допускается определять без учета совместной работы здания с основанием и перераспределения нагрузок при неравномерных осадках грунта.

5.3.3 Исходные данные для принятия инженерных решений, а также для выбора состава и объема конструктивных, водозащитных мероприятий при проектировании зданий и сооружений на набухающих грунтах должны включать:

материалы инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий строительной площадки;

проектные решения здания или сооружения;

генеральный план участка строительства;

ситуационный план района строительства;

проект вертикальной планировки застраиваемой территории;

схемы водонесущих коммуникаций;

сведения о способах подготовки оснований, применяемых в районе строительства;

данные о деформациях зданий (сооружений) в районе застройки.

5.4 Планировка и застройка территорий с просадочными и набухающими грунтами

5.4.1 Выбор места строительства следует осуществлять на основании данных инженерно-геодезических и инженерно-геотехнических изысканий. При этом проектируемые здания и сооружения следует размещать на потенциально не подтопляемых территориях с учетом характера рельефа местности.

5.4.2 Площадки, намеченные под строительство, предпочтительно располагать на участках с минимальной глубиной залегания толщ просадочных и набухающих грунтов, а также на участках, где толщина таких структурно-неустойчивых грунтов подстилается малосжимаемыми грунтами, позволяющими применять фундаменты глубокого заложения, в том числе свайные.

5.4.3 Проекты планировки и застройки городов, а также вертикальной планировки придомовых территорий должны предусматривать максимальное сохранение естественных условий стока поверхностных вод. Размещение зданий и сооружений, затрудняющих отвод поверхностных вод, не допускается.

5.4.4 При рельефе местности в виде крутых склонов планировку застраиваемой территории следует осуществлять террасами. Отвод воды с террас следует производить как по кюветам, устроенным в основаниях откосов, так и по быстротокам.

5.4.5 Здания и сооружения с мокрыми технологическими процессами, возводимые на просадочных и набухающих грунтах следует располагать в пониженных частях застраиваемой территории.

5.4.6 На участках с высоким расположением уровня грунтовых вод, а также на участках с дренирующим слоем, подстилающим толщу просадочных грунтов,

проектируемые здания и сооружения следует располагать на расстоянии от существующих зданий и сооружений, равном: не менее 1,5 толщины просадочного слоя в грунтовых условиях I типа по просадочности, а также II типа по просадочности при наличии водопроницаемых подстилающих грунтов; не менее 3-кратной толщины просадочного слоя в грунтовых условиях II типа по просадочности при наличии водонепроницаемых подстилающих грунтов.

5.4.7 Расстояния от постоянных источников замачивания до зданий и сооружений допускается не ограничивать при условии полного устранения просадочных и набухающих свойств грунтов их основания.

6 ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОТЕХНИЧЕСКИМ ИЗЫСКАНИЯМ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

6.1 Общие положения

6.1.1(3.2.1) (1)Р Геотехнические изыскания должны обеспечивать достаточный объем данных, касающихся грунтов основания и состояния подземных вод на площадке и на прилегающей территории, для правильного описания существенных свойств грунтов основания и надежных оценок характерных значений параметров грунтов, используемых в проектных расчетах.

(2)Р Состав и объем геотехнических изысканий должен соответствовать конкретному этапу изысканий и геотехнической категории [см. СН РК EN 1997-2, раздел 2].

(3) Может оказаться, что для особо крупных и необычных сооружений, сооружений, связанных с повышенным риском или необычными или чрезвычайно трудными грунтовыми условиями и видом нагружения, а также для сооружений в зонах с повышенным сейсмическим риском объем изысканий согласно СН РК EN 1997-1 будет не достаточен для выполнения проектных требований.

(4) Геотехнические проекты зданий и сооружений, возводимых на просадочных и набухающих грунтах следует разрабатывать на основе данных геотехнических изысканий, выполненных для геотехнической категории 3, а именно для сооружений в районах с особо сложными грунтовыми условиями с учетом дополнительных требований к характеру и объему изысканий.

6.1.2 (2.4.5.1) (1)Р Характеристические и репрезентативные величины воздействий должны определяться в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СН РК EN 1991.

6.1.3 (2.4.5.2) (1)Р Характеристические значения геотехнических параметров должны определяться по производным значениям, полученным в лабораторных и полевых испытаниях и дополненным подтвержденным опытом.

(2)Р Характеристическое значение геотехнического параметра должно назначаться как осторожная оценка значения, влияющего на достижение предельного состояния.

(3)Р При определении характеристических значений c' и $\text{tg}\varphi'$ следует учитывать, что c' имеет больший разброс, чем $\text{tg}\varphi'$.

4(Р) При выборе характеристических значений геотехнических параметров необходимо учитывать следующее:

- геологическую и другую исходную информацию, например данные предыдущих проектов;
- изменчивость значений измеренных параметров и другую важную информацию, например имеющиеся данные;
- объем натурных и лабораторных данных;
- тип и число образцов;
- размеры зоны основания, определяющие поведение геотехнического сооружения для данного предельного состояния;
- способность геотехнической конструкции передавать нагрузки от слабых зон к прочным зонам в основании.

(5) Характеристические значения могут приниматься как наименьшие, т. е. тогда они меньше, чем наиболее вероятные значения, или как наибольшие, т. е. больше, чем наиболее вероятные значения.

(6)Р Во всех расчетах следует использовать наиболее неблагоприятную комбинацию наибольших и наименьших значений независимых параметров.

(7) Если при выборе характеристических значений параметров грунта используются статистические методы, то такие методы должны быть различны для локального и регионального отбора образцов и должны допускать использование априорного знания сопоставимых параметров основания.

(8) Если используются статистические методы, то характерное значение должно быть таким, чтобы расчетная вероятность наихудшего значения, от которого зависит наступление рассматриваемого предельного состояния, не превышала бы 5 %.

ПРИМЕЧАНИЕ В данном случае осторожной оценкой средней величины является выбор среднего значения ограниченного набора значений геотехнического параметра с доверительным уровнем вероятности 95 %, а осторожной оценкой малого значения является квантиль 5 %.

(9) При использовании стандартных Таблиц характеристических значений, относящихся к параметрам по результатам изысканий, характеристическое значение нужно выбирать как очень осторожную оценку.

6.1.4 (2.4.6.2) (1)Р Проектные значения геотехнических параметров X_d должны оцениваться по характеристическим значениям с использованием следующей формулы:

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (6.1)$$

или определяться непосредственно.

(2)Р В формуле (6.1) для длительных временных ситуаций, указанных в Приложении А.3.2 [СН РК EN 1997-1:2004/2011], должны использоваться значения частного коэффициента γ_M .

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения частных коэффициентов могут устанавливаться национальными Приложениями.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения в Приложении А дают минимальный уровень безопасности при традиционном проектировании.

(3) Если проектные значения геотехнических параметров оцениваются напрямую, то частные коэффициенты, приведенные в Приложении А.3.2 [СН РК EN 1997-1:2004/2011], должны использоваться в качестве справочных по требуемому уровню безопасности.

6.1.5 Объем и состав инженерно-геотехнических изысканий для определения характеристических значений деформационных и прочностных свойств просадочных и набухающих грунтов должны устанавливаться для геотехнической категории 3 с учетом:

- степени изученности и сложности инженерно-геологического строения исследуемой площадки;
- конструктивных и эксплуатационных особенностей проектируемых зданий и сооружений;
- возможных вариантов оснований и фундаментов.

6.1.6 Отбор проб грунтов путем бурения скважин и экскавации и измерения уровня грунтовых вод должны быть проведены в полном объеме в соответствии с требованиями СН РК EN 1997-2-2007/2011. Дополнительно при проведении инженерно-геотехнических изысканий для геотехнической категории 3 следует руководствоваться следующими требованиями.

6.1.6.1 Горные выработки (шурфы и технические скважины), используемые для отбора монолитов грунта, подвергаемого лабораторным испытаниям при проведении инженерно-геотехнических изысканий под отдельные здания и сооружения должны располагаться через 50 - 100 м.

В пределах расположения каждого здания или сооружения должно быть пройдено не менее одного шурфа или технической скважины.

Глубина проходки шурфов и технических скважин должна назначаться из расчета прорезки всей толщи просадочных или набухающих грунтов с заглублением не менее чем на 2-5 м в подстилающие грунты, используемые для опирания нижних концов свай.

При геотехническом проектировании малоэтажных зданий с нагрузкой на колонны до 400 кН и на ленточные фундаменты до 100 кН/м глубину проходки 50% намеченных шурфов и технических скважин допускается принимать равной 6 - 8 м.

6.1.6.2 Отбор монолитов грунтов для определения характеристических значений деформационных и прочностных свойств следует осуществлять из шурфов и технических скважин через 1-2 м по глубине, начиная с предполагаемой глубины заложения подошвы проектируемых фундаментов и до нижней границы просадочной или набухающей толщи или до глубины проходки горной выработки. При этом от уровня подошвы проектируемого фундамента до глубины, равной $1,5b$ (b - ширина фундамента), монолиты грунтов следует отбирать через 1 м. Причем от каждого литологического слоя или инженерно-геологического элемента толщиной не менее 1 м следует осуществлять отбор монолитов. В ходе проходки горной выработки с каждой глубины следует отбирать не менее одного монолита размером 0,20х0,20х0,20 м или двух монолитов диаметром не менее 100 мм.

Отбор монолитов грунтов из технических скважин следует осуществлять только посредством тонкостенных или обуривающих грунтоносов, обеспечивающих сохранение природной структуры и плотности грунта.

6.1.7 Особенности грунтовых условий по просадочности или набухаемости следует устанавливать на основе анализа инженерно-геологических, гидрогеологических условий

площадки и местного опыта строительства, результатов лабораторных и полевых исследований грунтов на просадочность и набухаемость, в том числе с замачиванием грунтов.

6.1.8 При оценке особенностей грунтовых условий по просадочности или набухаемости на основе изучения инженерно-геологических, гидрогеологических условий площадки и местного опыта строительства необходимо анализировать:

- географическое расположение и климатические условия строительной площадки;
- форму рельефа местности и случаи проявления явлений набухания-усадка и суффозионно-просадочных процессов, образования просадочных блюдц;
- генезис и литологическое строение слоя или инженерно-геологического элемента исследуемого грунта;
 - состояние исследуемых грунтов по составу, плотности-влажности и закономерности изменения этих характеристик в пределах толщи основания (в плане и по глубине);
 - результаты исследований просадочных и набухающих свойств грунтов и опытного замачивания на прилегающих площадках с аналогичными грунтовыми условиями;
 - негативное последствие бывшей или существующей системы орошения;
 - особенности условий эксплуатации, данные о потенциальных источниках замачивания, причины деформаций аварийных зданий и сооружений и т.п.

Путем тщательного анализа вышеуказанных фактических материалов следует выявить возможность проявления в районе предполагаемого строительства явлений набухания-усадка и просадки грунтов от собственного веса, устанавливать соответствующий тип грунтовых условий по просадочности, а также оптимальный объем лабораторных исследований по уточнению типа и особенностей грунтовых условий и необходимость проведения полевых испытаний и опытного замачивания грунтов строительной площадки.

6.2 Территории с просадочными грунтами

6.2.1 При проведении инженерно-геотехнических изысканий для проектирования зданий и сооружений в условиях просадочных грунтов, должны быть установлены:

- тип грунтовых условий строительной площадки по просадочности с учетом возможной планировки ее срезкой или подсыпкой грунта;
- относительная просадочность \mathcal{E}_{sl} от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента; в случае различия фактических давлений от отдельных фундаментов более чем на 100 кПа следует устанавливать зависимость \mathcal{E}_{sl} от давления;
- величина начального просадочного давления P_{sl} ;
- величина начальной просадочной влажности W_{sl} ;
- модуль деформации грунта при его состоянии, соответствующем природной влажности E , а также полного водонасыщения E_{sat} ;
- степень изменчивости сжимаемости основания α , состоящего из просадочных грунтов;

- удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ просадочных грунтов при природной влажности и в водонасыщенном состоянии (c_{sat}, φ_{sat});

- сцепление c_s и угол внутреннего трения φ_s просадочных грунтов, предварительно уплотненных до заданной плотности.

6.2.2 Тип грунтовых условий площадок по просадочности подразделяется на два типа:

- I тип грунтовых условий, когда просадка грунтов происходит в основном от внешней нагрузки, а просадка грунтов от собственного веса отсутствует или не превышает 0,05 м;

- II тип грунтовых условий, когда наряду с просадкой грунтов от внешней нагрузки возможна их просадка от собственного веса и величина её превышает 0,05 м.

6.2.3 Основными показателями площадок, сложенных просадочными грунтами являются:

- величина просадочной толщи H_{sl} , определяемая от существующей или спланированной (срезкой либо подсыпкой) поверхности до кровли непросадочного слоя грунта, для которого $\varepsilon_{sl} < 0,01$;

- величина возможной просадки грунта от его собственного веса $s_{sl,g}$ в пределах просадочной толщи H_{sl} до или после выполнения вертикальной планировки.

6.2.4 Для определения типа грунтовых условий площадок по просадочности в лабораторных условиях следует использовать значения начального просадочного давления P_{sl} или относительной просадочности ε_{sl} при напряжении от собственного веса грунта σ_{zg} , вычисленном с учетом возможной планировки территории (срезкой либо подсыпкой) при ее застройке.

6.2.5 При определении типа грунтовых условий по просадочности в полевых условиях следует определять после длительного замачивания грунта в опытных котлованах или ускоренного замачивания в котлованах путем устройства по их периметру глубоких прорезей.

6.2.6 Определение относительной просадочности грунтов следует осуществлять путем испытания образцов в компрессионных приборах в соответствии с действующими стандартами.

При проходке горных выработок места отбора монолитов для определения относительной просадочности грунтов по каждому шурфу или технической скважине следует назначать с учетом их литологического строения через 1-2 м по глубине.

Для каждого инженерно-геологического элемента или литологического слоя толщиной от 0,4 до 2 м следует выполнять по одному определению ε_{sl} , а для слоев толщиной более 2 м следует выполнять не менее двух определений ε_{sl} .

6.2.7 Испытания грунтов на просадочность следует проводить по специальной методике, которая должна назначаться в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности, конструктивных особенностей зданий и сооружений, принятых проектных решений оснований и фундаментов, количества отобранных монолитов и образцов грунта, оптимального объема опытов и т.п.

Величины относительной просадочности ε_{sl} при различных давлениях на грунт, а также начального просадочного давления P_{sl} следует определять по методу двух кривых или по упрощенному методу согласно действующим стандартам.

Определение относительной просадочности ε_{sl} только при природном или фактическом давлении следует осуществлять по методу одной кривой.

6.2.8 Определение относительной просадочности грунта ε_{sl} следует производить с использованием результатов компрессионных испытаний образцов грунта по формуле

$$\varepsilon_{sl} = \frac{(h_{n,p} - h_{sat,p})}{h_{n,g}}, \quad (6.2)$$

где $h_{n,p}$ и $h_{sat,p}$ - высота образца соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения ($W < W_{sat}$) при давлении P , равном вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта $P = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ - при определении просадки грунта в верхней зоне просадки; при определении просадки грунта в нижней зоне просадки также учитывается дополнительная нагрузка от сил негативного трения;

h_{ng} - высота того же образца природной влажности при $P = \sigma_{zg}$.

Определение относительной просадочности грунта при его неполном водонасыщении ($W_{sl} \leq W < W_{sat}$) - ε'_{sl} следует производить по формуле

$$\varepsilon'_{sl} = \frac{0.01(W_{sat} - W)}{(W_{sat} - W_{sl})} + \frac{\varepsilon_{sl}(W_{sat} - W)}{(W_{sat} - W_{sl})}, \quad (6.3)$$

где W - влажность грунта;

W_{sat} - влажность, соответствующая полному водонасыщению грунта;

W_{sl} - начальная просадочная влажность п.6.2.1;

ε_{sl} - относительная просадочность грунта при его полном водонасыщении, определяемая по формуле (6.2).

ПРИМЕЧАНИЕ Если величина начальной просадочной влажности W_{sl} меньше природной W , то в формуле (6.3) вместо W_{sl} принимается W .

Значение конечной влажности грунта W_a после его замачивания следует определять путем проведения экспериментальных исследований. При отсутствии таких возможностей величину конечной влажности просадочного грунта W_a допускается принимать:

- при невозможности замачивания равной природной влажности W , если $W \geq W_p$ или равной влажности на границе раскатывания W_p , если $W < W_p$;

- при замачивании через маловодопроницаемый экран из уплотненного лессового грунта равной 1,2 W_p ;

- в пределах зоны капиллярного водонасыщения значение W_a следует принимать изменяющимся по линейному закону от W_a до W_{sat} .

6.2.9 Определение начального просадочного давления P_{sl} следует выполнять в лабораторных условиях проведением опытов с образцами грунтов в компрессионных приборах и его величина должна уточняться в полевых условиях испытанием штампами в соответствии с действующими стандартами.

6.2.10 Величину начального просадочного давления P_{sl} от нагрузки, передаваемой фундаментом, в пределах деформируемой зоны основания следует определять через 1 м по глубине, а в пределах зоны просадки грунта от собственного веса - через 2 м для каждого литологического слоя или инженерно-геологического элемента грунта. Уточнение значения начального просадочного давления P_{sl} при испытании грунтов штампами для малоэтажных зданий должно выполняться на предполагаемой отметке заложения фундаментов, а для многоэтажных гражданских и тяжелых промышленных зданий в дополнение к этому на глубине на 2-3 м ниже отметки заложения фундаментов.

Для определения P_{sl} в полевых условиях штамповые испытания должны выполняться не менее чем в двух характерных пунктах с предполагаемой наибольшей и наименьшей просадочностью грунтов.

6.2.11 Величина начальной просадочной влажности W_{sl} при проведении инженерно-геотехнических изысканий должна определяться в случаях, когда ограничено повышение влажности грунтов не до полного их водонасыщения (например, при застройке территорий, сложенных маловлажными лессовыми грунтами с природной влажностью 4-8%, принятии в качестве основного мероприятия маловодопроницаемого экрана, при исключении возможности замачивания).

6.2.12 Расчетный модуль деформации просадочных грунтов следует определять в шурфах штампами площадью $A = 0,5 \text{ м}^2$ в соответствии с действующими стандартами.

При проведении инженерно-геотехнических изысканий на площадках строительства новых предприятий и жилых кварталов, при выполнении комплекса мероприятий и применении методов устранения просадочных свойств грунтов уплотнением и закреплением для определения расчетного модуля деформации просадочных грунтов следует проводить испытания их штампами.

Штамповые испытания следует выполнять в наиболее характерных пунктах по плотности, влажности, составу и литологии грунтов на предполагаемой отметке заложения подошвы проектируемых фундаментов и на 2-3 м ниже этого уровня.

6.2.13 Определение степени изменчивости сжимаемости просадочных грунтов α , представляющей собой отношение характеристик сжимаемости грунта при природной влажности и в водонасыщенном состоянии следует производить по формуле

$$\alpha = \frac{E}{E_{sat}}, \quad (6.4)$$

где E и E_{sat} - расчетные модули деформации просадочного грунта соответственно при природной влажности и в водонасыщенном состоянии.

6.2.14 Определение прочностных характеристик просадочных и уплотненных грунтов следует выполнять путем испытания их в сдвиговых приборах в соответствии с действующими стандартами. Такие испытания проводятся для всех литологических слоев

и инженерно-геологических элементов толщиной более 1 м, входящих в просадочную толщу.

6.2.15 Определение прочностных характеристик просадочных грунтов, подвергнутых уплотнению, и которые необходимо учитывать при создании уплотненного слоя под фундаментами, выполнении обратной засыпки котлованов, при засыпках за подпорными стенками и т.п., следует определять на образцах одной-двух разновидностей грунтов, предварительно уплотненных в лабораторных условиях до заданной плотности.

6.2.16 Отчет инженерно-геотехнических изысканий для строительства в условиях просадочных грунтов должен содержать следующие дополнительные данные:

- мощность слоя просадочных грунтов по всем шурфам и техническим скважинам;
- тип грунтовых условий по просадочности;
- расчетные величины просадок грунтов от собственного веса по отдельным шурфам и техническим скважинам;
- результаты полевых испытаний грунтов на просадочность;
- графики изменения относительной просадочности по глубине по всем шурфам и техническим скважинам;
- образование и характер развития в пределах площадки просадочных блюдечек и суффозионно-просадочных воронок, эрозионных размывов, обвалов, оплывин и т.п.;
- описание следов деятельности землероев, включая: диаметры ходов, ориентировочное их количество на 1 м² и глубину распространения, состав и плотность заполнителя.

К отчетам инженерно-геотехнических изысканий, выполненным на значительных площадях следует прилагать:

- карты толщин слоя просадочных грунтов;
- карты расчетных величин просадки грунтов от собственного веса через 0,10 или 0,25 м;
- карты зон распространения типов грунтовых условий (I и II типов) по просадочности.

6.3 Территории с набухающими грунтами

6.3.1 При проведении инженерно-геотехнических изысканий дополнительно следует учитывать следующие особенности поведения набухающих грунтов, используемых в качестве оснований возводимых зданий и сооружений.

Характер развития деформаций основания в результате набухания и усадки грунтов зависят от нагрузки (давления) на фундамент, вида и состояния грунта, толщины слоя набухающего грунта, площади замачивания, физических и химических свойств жидкости, замачивающей основание.

Давление, действующее на грунт, в значительной мере влияет на величину набухания: с его увеличением набухание уменьшается. Наиболее резкое уменьшение наблюдается при возрастании давления от 0 до 0,15 МПа. При большем давлении это уменьшение проявляется не столь резко. Состояние грунта влажность и плотность оказывает существенное влияние на величину набухания. С возрастанием начальной влажности уменьшается набухание, и при определенной начальной влажности, равной влажности набухания, деформаций разуплотнения не происходит. В противоположность

этому с увеличением начальной плотности линейно возрастает набухание грунта. Существует так называемая начальная плотность грунта, при которой набухание отсутствует.

К потенциальным возможностям таких грунтов относятся:

- набухать за счет подъема уровня подземных вод или инфильтрации увлажнения грунтов производственными или поверхностными водами;
- набухать за счет накопления влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и экранировании поверхности;
- набухать и давать усадку в верхней части зоны аэрации за счет изменения водно-теплового режима, обусловленного в основном сезонными климатическими факторами;
- давать усадку за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

6.3.2 Специфическими характеристиками набухающих грунтов, определяемыми при инженерно-геотехнических изысканиях в соответствии с действующими стандартами являются: давление набухания P_{sw} ; горизонтальное давление набухания P_h ; влажность набухания W_{sw} ; относительное набухание при заданном давлении ε_{sw} ; относительная усадка при высыхании ε_{sh} .

6.3.3 Значение горизонтального давления набухания P_h следует определять по формуле

$$P_h = \gamma_c \cdot k_{sw} \cdot P_{\max,h} \quad (6.5)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,85;

k_{sw} - коэффициент, зависящий от интенсивности набухания и принимаемый по Таблице 6.1;

$P_{\max,h}$ - максимальное горизонтальное давление, определяемое в лабораторных условиях.

Таблица 6.1 – Интенсивность набухания грунта

Интенсивность набухания за 1 сутки, %	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
k_{sw}	1,40	1,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1,00

6.3.4 Характеристические значения относительного набухания ε_{sw} и относительной усадки ε_{sh} следует определять по результатам лабораторных и полевых испытаний в зависимости от степени набухания грунта (Таблица 6.2).

Статическую обработку результатов лабораторных испытаний грунтов следует производить путем вычисления методом наименьших квадратов зависимостей $\varepsilon_{sw} = f(P)$ и $\varepsilon_{sh} = f(P)$. При этом минимальное число определений ε_{sw} и ε_{sh} в лабораторных условиях при заданном давлении должно быть не менее 4.

При определении показателей ε_{sw} и ε_{sh} по результатам полевых исследований допускается определять их величины по единичным значениям.

Проектные значения геотехнических параметров ε_{sw} и ε_{sh} должны оцениваться в соответствии с п. 6.1.4.

6.3.5 Величину относительного набухания грунта ε_{sw} следует определять по формулам:

с учетом инфильтрации влаги

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n} \quad (6.6)$$

где h_n - высота образца природной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения давлением P , равным суммарному вертикальному напряжению $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине;

h_{sat} - высота того же образца после замачивания до полного водонасыщения, обжатого в тех же условиях.

с учетом экранирования поверхности и изменения водно-теплового режима

$$\varepsilon_{sw} = \frac{k \cdot (W_{eg} - W_0)}{1 + e_0} \quad (6.7)$$

где k - коэффициент, определяемый опытным путем согласно действующим стандартам (при отсутствии опытных данных принимается $k=2$);

W_{eg} - конечная (установившаяся) влажность грунта;

W_0 и e_0 - соответственно начальные значения влажности и коэффициента пористости грунта.

6.3.6 Значение конечной (установившейся) влажности грунта W_{eg} слоя i при экранировании следует определять по экспериментальному графику зависимости влажности набухания от нагрузки $W_{sw} = f(P)$ при величине давления, определяемой по формуле

$$P_i = \gamma_w \cdot \left(\frac{z - z_i + 2 \cdot \sigma_{tot,i}}{\gamma_i} \right) \quad (6.8)$$

где γ_w - удельный вес воды, кН/м³;

z - расстояние от поверхности до уровня подземных вод, м;

z_i - глубина залегания рассматриваемого слоя, м;

$\sigma_{tot,i}$ - суммарное напряжение в рассматриваемом i -ом слое, МПа;

γ_i - удельный вес грунта i -го слоя, кН/м³.

График зависимости $W_{sw} = f(P)$ строится по методике, аналогичной методике определения $\varepsilon_{sw} = f(P)$.

Таблица 6.2 – Геотехнические параметры набухающих грунтов, определяемые в полевых и лабораторных условиях

Геотехнические параметры набухающих грунтов	Вид исследования грунтов					
	полевые			лабораторные		
	слабо набухающих	средне набухающих	сильно набухающих	слабо набухающих	средне набухающих	сильно набухающих
$\varepsilon_{sw} = f(P)$	-	+	+	+	+	+
$\varepsilon_{sh} = f(P)$	-	-	-	+	+	+
Давление набухания P_{sw}	-	+	+	+	+	+
Нижняя граница зоны набухания				Расчетным путем по значению P_{sw}		

ПРИМЕЧАНИЕ Знак "+" означает необходимость выполнения исследований.

В формуле (6.7) величина $(W_{eq} - W_0)$ с учетом изменения водно-теплового режима определяется как разность между наибольшим (в период максимального увлажнения) и наименьшим (в период максимального подсыхания) значениями влажности грунта. Значение коэффициента пористости при этом принимается для влажности грунта, соответствующей периоду максимального подсыхания. График профиля влажности массива грунта для случая максимального увлажнения и подсыхания устанавливается экспериментальным путем по результатам полевых испытаний.

6.3.7. Величину относительной линейной усадки грунта при его высыхании следует определять по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n} \quad (6.9)$$

где h_n - высота образца грунта возможной наибольшей влажности при обжати его суммарным вертикальным напряжением без возможности бокового расширения;

h_d - высота образца в тех же условиях после уменьшения влажности в результате высыхания.

7 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО- НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

7.1 Общие положения

7.1.1 (2.4.1) (1)Р Расчеты в проектах выполняются в соответствии с основными требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и с особыми правилами СН РК EN 1997-1:2004/2011. Расчеты в проектах включают:

— воздействия в виде приложенных нагрузок или заданных перемещений, например, вызванных перемещениями грунтов основания;

— свойства грунтов, горных пород или других материалов;

— геометрические данные;

— предельные величины деформаций, раскрытия трещин, вибраций и т. п.;

— расчетные модели.

(3)Р Расчетная модель должна описывать принятое поведение основания для рассматриваемого предельного состояния.

(4)Р При отсутствии надежной расчетной модели для конкретного предельного состояния, надо провести расчет другого предельного состояния, используя такие коэффициенты, чтобы достижение этого конкретного предельного состояния было маловероятным. Другой подход — проектирование по предписаниям, с использованием экспериментальных моделей и испытаний нагрузкой или наблюдательного метода.

(5) Расчетная модель может быть:

— аналитической;

— полуэмпирической;

— численной.

(6)Р Любая расчетная модель должна быть или точной, или давать погрешность в сторону запаса надежности.

(7) Расчетная модель может включать упрощения.

(8) При необходимости можно изменять результаты, полученные при использовании модели так, чтобы проектный расчет был или точным, или давать погрешность в сторону запаса надежности.

(10)Р Если в расчете используется эмпирическая зависимость, то должно быть четко установлено, что она соответствует преобладающим грунтовым условиям.

(11) Предельные состояния грунтов с учетом их закономерностей, должны легко определяться с использованием расчетных схем. Для предельных состояний второй группы, деформации определяются расчетом в соответствии с 2.4.8 СН РК EN 1997-1:2004/2011 или другими методами.

ПРИМЕЧАНИЕ Многие расчетные модели основаны на предположении о достаточной гибкости системы «основание-сооружение». Отсутствие гибкости может привести к предельному состоянию, которое можно охарактеризовать как мгновенное разрушение.

(12) Пригодны такие численные методы, в которых учитывается совместность деформаций или взаимодействие между сооружением и основанием в предельном состоянии.

(13) Следует учитывать совместность деформаций в предельном состоянии. Может потребоваться уточненный расчет с учетом относительной жесткости сооружения и основания в тех случаях, когда может произойти одновременное разрушение конструктивных элементов и основания. Примером могут служить фундаментные плиты, горизонтально нагруженные сваи и гибкие подпорные стены. Особое внимание следует уделить совместности деформаций для материалов хрупких или разупрочняющихся при деформациях.

7.1.2 (2.4.2) (1)Р Воздействия определяются в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. При необходимости можно использовать величины воздействий согласно СН РК EN 1991.

(2)Р Необходимо принимать значения параметров геотехнических воздействий, если они известны до выполнения расчета, эти значения могут измениться при расчете.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения параметров геотехнических воздействий могут измениться в процессе расчета. В таких случаях они вводятся как первое приближение с заданным начальным значением.

(3)Р При определении воздействий, принимаемых в проекте, необходимо учитывать все взаимодействия между сооружением и основанием.

(4) В геотехнический проект включаются следующие факторы в качестве воздействий:

- вес грунта и воды;
- напряжения в основании;
- давление грунта и подземных вод;
- постоянные и временные нагрузки от сооружений;
- пригрузки;
- снятие нагрузки или выемка грунта;
- набухание и усадка, вызванные изменением растительного покрова, климата или влажности;
- перемещения, вызванные ползучестью или сдвигом оседающих массивов грунта;
- перемещения, вызванные ухудшением свойств, дисперсией, разложением, самоуплотнением или растворением;
- температурные воздействия, включая промерзание;
- негативное трение.

(5)Р Необходимо учесть возможность совместности воздействий, которые могут происходить как совместно, так и отдельно.

(6)Р Длительность воздействий должна рассматриваться с учетом изменений свойств грунта во времени, особенно параметров дренирования и сжимаемости мелкозернистых грунтов.

(7)Р Повторные воздействия и воздействия переменной интенсивности должны рассматриваться отдельно с учетом продолжающихся перемещений, разжижения грунтов, изменения жесткости и прочности основания.

(8)Р Воздействия, вызывающие динамическое поведение сооружения и основания, должны рассматриваться отдельно.

7.1.3 (6.2) (1)Р Необходимо рассматривать следующий перечень предельных состояний:

- потеря общей устойчивости;
- разрушение по несущему сопротивлению, продавливание, выпор;
- разрушение при сдвиге;
- совместное разрушение основания и сооружения;
- разрушение конструкций при перемещениях фундамента;
- чрезмерные осадки;
- чрезмерный подъем от набухания грунта, морозного пучения и других причин;
- недопустимые вибрации.

7.1.4 (6.3) (1)Р Проектные ситуации назначаются в соответствии с 2.2. СН РК EN 1997-1:2004/2011.

(2) При выборе предельных состояний для расчета следует рассматривать воздействия, перечисленные в 2.4.2(4) СН РК EN 1997-1:2004/2011.

(3) В случае большой жесткости сооружения проводится расчет взаимодействия сооружения и основания для определения распределения воздействий.

7.1.5 (6.4) (1)Р При выборе глубины заложения фундамента на естественном основании следует учитывать следующее:

- глубину несущего слоя;
- глубину, выше которой сезонные усадка и набухание глинистых грунтов может вызвать существенные перемещения;
- глубину, выше которой может произойти разрушение за счет морозного выпучивания;
- уровень подземных вод в основании и особенности выемки грунта для фундамента с глубиной заложения ниже этого уровня;
- возможные перемещения грунта и уменьшение прочности несущего слоя за счет фильтрации, климатических воздействий или строительных работ;
- влияние земляных работ на близко расположенные фундаменты и сооружения;
- земляные работы по устройству коммуникаций вблизи фундаментов;
- высокие и низкие температуры, передающиеся от сооружения;
- возможность размыва;
- влияние изменений влажности при смене длительных засушливых и дождливых периодов на объемно-неустойчивые грунты в засушливых регионах;
- присутствие растворимых материалов, например, известняков, аргиллитов, гипса, соляных пород.

(4)Р В дополнение к требованиям функциональности при назначении ширины фундамента учитываются практические значения, такие как экономичность земляных работ, назначение допусков, требования к организации рабочего пространства и габариты стены или колонны, опирающейся на фундамент.

(5)Р Для фундаментов на естественном основании используется один из следующих методов расчета:

- прямой метод, в котором выполняются расчеты по каждому предельному состоянию. При проверке по аварийному предельному состоянию расчет должен отражать предполагаемый механизм разрушения. При проверке по эксплуатационному предельному состоянию проводится расчет осадок;
- непрямой метод с использованием сопоставимого опыта и результатов полевых и лабораторных измерений или наблюдений, выбранный для нагрузок, соответствующих функциональным предельным состояниям, так, чтобы выполнить требования всех этих предельных состояний; предписывающий метод, в котором используется предполагаемая несущая способность [см. 2.5 СН РК EN 1997-1:2004/2011].

(6) Для проектирования фундаментов на естественном основании по аварийным и эксплуатационным предельным состояниям следует использовать расчетные модели, которые даны в 6.5 и 6.6 [СН РК EN 1997-1:2004/2011] соответственно.

7.1.6 (6.5.1) (1)Р Общую устойчивость при наличии или отсутствии фундаментов необходимо обязательно проверять в следующих ситуациях:

- вблизи или на природном склоне или искусственном откосе;
- вблизи котлованов или подпорных стен;
- вблизи рек, каналов, озер, резервуаров или морского берега;
- вблизи горных выработок или заглубленных сооружений.

(2)Р В аналогичных ситуациях нужно показать, используя принципы раздела 11 (СН РК EN 1997-1:2004/2011), что разрушение грунтового массива с фундаментом за счет потери устойчивости достаточно маловероятно.

7.1.7 (6.5.2.1) (1)Р Для всех аварийных предельных состояний должно выполняться следующее неравенство:

$$V_d \leq R_d. \quad (7.1)$$

(2)Р R_d определяется в соответствии с 2.4 [СН РК EN 1997-1:2004/2011].

(3)Р V_d должен учитывать вес фундамента, вес всего материала засыпки и давление всего грунта. Давление воды, не вызванное нагрузкой фундамента, должно учитываться как воздействие.

7.1.8 (6.5.2.2) (1) Следует использовать общепризнанные аналитические методы.

ПРИМЕЧАНИЕ В Приложении D СН РК EN 1997-1:2004/2011 приведен пример аналитического расчета несущей способности.

(2)Р Следует рассматривать аналитический расчет краткосрочного и долгосрочного значений R_d особенно в мелкодисперсных грунтах.

(3)Р Если грунтовой или скальный массив под фундаментом имеет слоистую или иную разрывную структуру, механизм разрушения или прочность на сдвиг и деформационные параметры грунта назначаются с учетом структурных характеристик основания.

(4)Р При расчете проектной несущей способности фундамента на слоистых отложениях, с существенной неоднородностью, проектные значения параметров основания определяются для каждого слоя в отдельности.

(5) Если прочный массив подстилает слабый грунт, несущую способность можно рассчитывать по параметрам прочности слабого грунта. В противном случае прочный слой проверяется на продавливание.

(6) Аналитические методы часто бывают неприменимы для проектных ситуаций в 6.5.2.2.[3]Р, 6.5.2.2.[4]Р и 6.5.2.2.[5] СН РК EN 1997-1:2004/2011. Тогда для определения наиболее неблагоприятного механизма разрушения применяются численные методы.

(7) Можно использовать расчеты устойчивости, описанные в разделе 11 СН РК EN 1997-1:2004/2011.

7.1.9 (6.5.2.3) (1) Следует использовать общепризнанные полуэмпирические методы и предписывающие методы, основанные на предположении о несущей способности.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В Приложении E [СН РК EN 1997-1:2004/2011] рекомендуется пример полуэмпирического метода для оценки несущего сопротивления, основанный на использовании результатов прессиометрических испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Пример метода для определения предполагаемого несущего сопротивления для фундаментов на естественном основании рекомендован в Приложении G [СН РК EN 1997-1:2004/2011]. При использовании этого метода результат оценивается на основе сопоставимого опыта.

7.1.10 (6.5.3) (1)Р Если нагрузка не перпендикулярна к подошве фундамента, то необходима проверка на скольжение по подошве.

(2)Р Необходимо выполнение следующего неравенства:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} . \quad (7.2)$$

(3)Р H_d включает все проектные значения сил активного давления, приложенных к фундаменту.

(4)Р R_d рассчитывается в соответствии с 2.4 СН РК EN 1997-1:2004/2011.

(5) Значения R_d и $R_{p;d}$ должны соответствовать значению перемещения, предполагаемого в предельном состоянии для данного нагружения. Для больших перемещений следует учитывать остаточное сопротивление после прохождения максимума. Выбор значения $R_{p;d}$ должен учитывать предполагаемый срок службы сооружения.

(6)Р Для фундаментов с глубиной заложения на уровне сезонных деформаций глинистых грунтов следует учитывать возможность отрыва глины от вертикальных граней фундамента при усадке.

(7)Р Следует учитывать возможность удаления грунта перед фундаментом за счет эрозии или деятельности человека.

(8)Р При расчете проектного сопротивления R_d на сдвиг в условиях дренирования значения характеристик грунта или сопротивление основания умножаются на коэффициенты по следующим формулам:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d \quad (7.3)$$

или

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_d) / \gamma_{R;h} . \quad (7.4)$$

ПРИМЕЧАНИЕ В проектных расчетах, в которых результаты воздействий умножаются на коэффициенты, частный коэффициент для воздействий γ_F равен 1,0, и $V'_d = V'_k$ в формуле (7.4).

(9)Р При определении V'_d следует учитывать, являются ли воздействия H_d и V'_d зависимыми или независимыми.

(10) Для монолитных железобетонных фундаментов проектный угол трения δ_d можно приравнять к проектному значению эффективного угла сопротивления сдвигу в критическом состоянии $\phi'_{cv;d}$, а для гладких сборных фундаментов — $2/3\phi'_{cv;d}$. Эффективное удельное внутреннее сцепление c' в расчетах не учитывается.

(11)Р При отсутствии дренирования проектное сопротивление сдвигу R_d рассчитывается умножением на коэффициенты либо характеристик грунта, либо сопротивления основания следующим образом:

$$R_d = A_c c_{u;d} \quad (7.5)$$

или

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R;h} \quad (7.6)$$

(12)Р Если есть возможность доступа воды или воздуха к контакту между фундаментом и недренированным глинистым основанием, то необходимо выполнить следующую проверку:

$$R_d \leq 0,4V_d. \quad (7.7)$$

(13) Требование формулы (7.7) можно не учитывать, если при отсутствии положительного несущего сопротивления зазор между фундаментом и основанием за счет подсоса не возникает.

7.1.11 (6.5.4) (1)Р Если эксцентриситет нагрузки превышает 1/3 ширины прямоугольного фундамента или 0,6 радиуса круглого фундамента, то требуются особые меры предосторожности.

Эти меры предосторожности включают:

— тщательное рассмотрение проектных значений воздействий в соответствии с 2.4.2 СН РК EN 1997-1:2004/2011;

— размещение края фундамента с учетом строительных допусков.

(2) Если во время проведения работ особые меры не принимаются, то следует предусматривать допуски до 0,10 м.

7.1.12 (6.5.5) (1)Р Необходимо учитывать неравномерные вертикальные и горизонтальные перемещения фундамента, чтобы они не привели к аварийному предельному состоянию сооружения.

(2) Если перемещения не могут вызвать аварийное предельное состояние, то допускаемое несущее давление может быть принято [см. 2.5 СН РК EN 1997-1:2004/2011].

(3)Р Следует учитывать возможный подъем поверхности основания за счет набухания грунтов и проектировать фундаменты и сооружения с учетом этого подъема.

7.1.13 (6.6.1) (1)Р Необходимо учитывать перемещения от воздействий на фундамент, перечисленные в 2.4.2.[4] СН РК EN 1997-1:2004/2011.

(2)Р При оценке величины перемещений фундаментов следует учитывать сопоставимый опыт в соответствии с 1.5.2.2 СН РК EN 1997-1:2004/2011. При необходимости следует выполнить расчет перемещений.

(3)Р В случае оснований, сложенных слабыми глинами, расчет осадок производится всегда.

(4) Для фундаментов на малосжимаемых глинах твердой консистенции в соответствии с геотехническими категориями 2 и 3 обычно рассчитываются вертикальные перемещения (осадки). Методы расчета осадок от нагрузок на фундамент приведены в 6.6.2 СН РК EN 1997-1:2004/2011.

(5)Р При расчете перемещений фундамента и их сравнении с критериями нормальной эксплуатации следует использовать проектные нагрузки для эксплуатационных предельных состояний.

(6) Расчеты осадок нельзя считать точными, так как они дают лишь приблизительную оценку.

(7)Р Следует рассматривать перемещения всего фундамента и неравномерные перемещения частей фундамента.

(8)Р При расчете напряжений и определении деформаций основания следует учитывать влияние соседних фундаментов и насыпей.

(9)Р Рассчитанные повороты фундамента сравниваются с соответствующими предельными значениями перемещений по 2.4.9 СН РК EN 1997-1:2004/2011.

7.1.14 (6.6.2) (1) Рассчитываются как мгновенные, так и длительные осадки.

(2) Для частично и полностью водонасыщенных грунтов рассматриваются следующие три составляющие осадок:

— s_0 : для полностью водонасыщенного грунта — мгновенная осадка, вызванная деформациями сдвига при постоянном объеме, а для частично водонасыщенного грунта — деформации сдвига и мгновенная осадка с уменьшением объема;

— s_1 — осадка за счет консолидации;

— s_2 — осадка за счет ползучести.

(3) При расчете осадок следует использовать общепринятые методы.

ПРИМЕЧАНИЕ В Приложении F [СН РК EN 1997-1:2004/2011] приведены примеры методов расчета осадок s_0 и s_1 , которые можно использовать для расчетов.

(4) Особое внимание следует уделять грунтам с содержанием органики и слабым глинистым грунтам, осадки которых неограниченно растут во времени вследствие ползучести.

(5) Глубина сжимаемой толщи грунта при расчете осадки должна зависеть от размера и формы фундамента, изменения сжимаемости грунта по глубине и размещения элементов фундаментов.

(6) Обычно эту глубину принимают из условия, что эффективные вертикальные напряжения от фундамента составляют 20 % напряжений от собственного веса грунта основания.

(7) Во многих случаях эта глубина назначается приблизительно равной одной или удвоенной ширине фундамента, но эта глубина может быть уменьшена для малонагруженных широких фундаментных плит.

ПРИМЕЧАНИЕ Такой подход не применим для слабых глинистых грунтов.

(8)Р Следует учитывать все возможные дополнительные осадки, вызванные уплотнением от действия собственного веса грунта.

(9) Необходимо учитывать возможное влияние собственного веса, подтопления и вибрации на насыпные и просадочные грунты.

(10)Р При необходимости следует принимать линейные или нелинейные модели жесткости основания.

(11)Р Для того, чтобы выполнить условия эксплуатационного предельного состояния при расчетах неравномерных осадок и относительных поворотов, следует учитывать распределение нагрузок и неоднородность основания.

(12) Расчеты без учета жесткости сооружения дают завышенные значения неравномерных осадок, поэтому для обоснования уменьшения неравномерных осадок можно выполнить расчеты взаимодействия основания и сооружения.

(13) Следует учитывать неравномерность осадок за счет неоднородности основания, за исключением случаев, когда эта неравномерность не возникает благодаря жесткости сооружения.

(14) Для фундаментов на естественном состоянии следует учитывать, что неравномерные осадки возможны даже, если расчет показывает их равномерность.

(15) Крен эксцентрично нагруженного фундамента рассчитывается в предположении о линейном распределении несущего давления, и рассчитываются осадки в угловых точках фундамента в предположении, что напряжения в основании под каждым из углов фундамента вертикальны. Для этого расчета используются методы, указанные выше.

(16) Для обычных сооружений на глинистых основаниях необходим расчет отношения несущей способности основания при начальной прочности на сдвиг в недренированном состоянии к приложенной эксплуатационной нагрузке [см. 2.4.8(4) СН РК EN 1997-1:2004/2011]. Если это отношение меньше трех, то расчет осадок обязателен. Если это отношение меньше двух, то в расчете следует учесть нелинейную жесткость основания.

7.1.15 (6.6.3) (1)Р Следует выделить следующие причины поднятия поверхности основания:

- уменьшение эффективных напряжений;
- увеличение объема частично водонасыщенного грунта;
- поднятие полностью водонасыщенного грунта в постоянном объеме, вызванное осадкой соседнего сооружения.

(2)Р Расчеты поднятия поверхности основания должны включать мгновенный и длительный подъем.

7.1.16 (6.6.4) (1)Р Фундаменты сооружений, подверженных вибрациям и вибрационным нагрузкам, проектируются таким образом, чтобы при вибрациях не возникали чрезмерные осадки.

(2) Не допустимы резонанс частоты динамической нагрузки и критической частоты системы фундамент-основание и возможность разжижения основания.

(3)Р Сейсмические вибрации рассматриваются согласно СН РК EN 1998.

7.1.17 (6.8) (1)Р Конструкции фундамента на естественном основании не разрушаются, если выполняются условия 2.4.6.4 СН РК EN 1997-1:2004/2011.

(2) Можно принимать равномерное распределение несущего давления под жестким фундаментом. Для оптимизации проекта расчет взаимодействия основания и сооружения следует уточнить.

(3) Распределение несущих давлений под гибким фундаментом можно получить, заменив фундамент балкой или плитой, расположенной на деформируемой сплошной среде или на системе пружин соответствующей жесткости и прочности.

(4)Р Эксплуатационное предельное состояние ленточного и плитного фундаментов проверяется при эксплуатационном нагружении и распределении несущего давления в соответствии с деформацией фундамента и основания.

(5) В проектах с сосредоточенными нагрузками, приложенными к ленточному или плитному фундаменту, усилия и изгибающие моменты в фундаменте можно определять,

применяя модель коэффициента постели, с использованием линейной упругости. Коэффициенты постели основания можно определять расчетом осадок с учетом соответствующего распределения несущего давления. Эти коэффициенты можно корректировать таким образом, чтобы рассчитанные несущие давления не превышали значений, для которых можно принять линейное поведение.

(6) Полные и неравномерные осадки сооружения в целом следует рассчитывать в соответствии с 6.6.2 СН РК EN 1997-1:2004/2011.

Для этой цели более всего подходят модели на основе коэффициента постели. Более точные методы, такие как метод конечных элементов, используются, если учет взаимодействия основания и сооружения дает существенный эффект.

7.1.17 (6.9) (1)Р Подготовка основания должна проводиться особенно тщательно. Корни растений, препятствия и включения слабого грунта следует удалить без нарушения основания. Все оставшиеся отверстия следует заполнить грунтом (или другим материалом), чтобы восстановить жесткость ненарушенного основания.

(2) В грунтах, чувствительных к нарушениям, например, в глинах, последовательность земляных работ для устройства фундамента на естественном основании выбирается так, чтобы свести эти нарушения к минимуму. Обычно достаточно выполнять отсыпку горизонтальными слоями. Если требуется контроль вспучивания грунта, то выемка грунта должна производиться попеременно в разных траншеях, при этом бетон заливается в каждую траншею до того, как отрываются промежуточные траншеи.

7.2 Территории с просадочными грунтами

7.2.1 При определении расчетного сопротивления просадочных грунтов природного сложения следует учесть:

- вид источника замачивания и возможность (вероятность) подтопления основания;
- проектные решения по обеспечению прочности и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений;
- прочностные характеристики грунтов основания;
- тип конструкции, величину ширины и глубины заложения фундаментов.

7.2.2 Значение расчетного сопротивления грунта основания с учетом возможности замачивания просадочных грунтов следует принимать равным:

- начальному просадочному давлению P_{sl} при устранении возможности просадки грунтов от внешней нагрузки путем снижения давления под подошвой фундамента;
- значению, вычисленному по формуле (Д.3) Приложения Д с использованием расчетных значений прочностных характеристик (φ и c) в водонасыщенном состоянии.

Значение расчетного сопротивления основания R при невозможности замачивания просадочных грунтов следует определять по формуле (Д.3) с использованием прочностных характеристик этих грунтов при установившейся влажности.

Расчетное сопротивление R основания, сложенного уплотненным или закрепленным грунтом, вычисляется по формуле (Д.3) с использованием прочностных характеристик (φ и c) водонасыщенных уплотненных или закрепленных грунтов.

Для вычисления значений расчетных сопротивлений грунтов основания с учетом возможности их замачивания до полного водонасыщения коэффициенты условий работы

γ_{c1} и γ_{c2} следует принимать по Таблице Д.6 (Приложения Д) как для глинистых грунтов с показателем текучести $J_l > 0.5$, а при невозможности замачивания с показателем текучести $J_l \leq 0.5$.

7.2.3 При полном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением необходимо обеспечить, чтобы полное давление на кровлю подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя не превышало величины начального просадочного давления P_{sl} этого слоя, т.е. соблюдалось условие $P_{sl} \geq \sigma_{z3} + \sigma_{zg}$. При этом расчетное сопротивление R_s грунта, подвергнутого предварительному уплотнению или закреплению с учетом условия недопущения просадки подстилающего слоя следует определять по формуле

$$R_s = \frac{(P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \cdot \sigma_{zg,0})}{\alpha}, \quad (7.8)$$

где σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ - напряжения от собственного веса грунта соответственно на кровле подстилающего слоя и на отметке заложения фундамента;

α - коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на кровле неуплотненного или незакрепленного слоя, определяемый по Таблице Е.1 Приложения Е.

7.2.4 Расчет оснований на просадочных грунтах по деформациям следует производить в соответствии с п. 6.6.2 [СН РК EN 1997-1:2004/2011]. Полную осадку основания проектируемых фундаментов при этом следует определять путем суммирования деформаций за счет осадок и просадок грунтов. При этом величину осадки основания без учета просадочных свойств грунтов следует определять исходя из деформационных характеристик грунтов природной или установившейся влажности, а значение просадки следует определять в соответствии с требованиями пп. 6.1 и 6.2 [СН РК EN 1997-1:2004/2011].

7.2.5 При расчете оснований на просадочных грунтах по деформациям, кроме осадки грунта основания от нагрузки фундаментов дополнительно должны учитываться следующие виды совместных деформаций от просадки грунтов:

- абсолютная просадка отдельного фундамента S_{sl} ;
- средняя просадка основания здания \bar{S}_{sl} ;
- относительная неравномерность просадок: $\Delta S_{sl} / L$ двух соседних фундаментов (перекос), т.е. разность просадок отдельных точек фундаментов, отнесенная к расстоянию между ними;
- крен при просадке фундамента или здания в целом i_{sl} , т.е. отношение разности просадок крайних точек фундамента к его ширине или длине;
- относительный прогиб при просадке F_{sl} / L_i (отношение стрелы прогиба к длине изгибаемого участка сооружения).

В случае допущения просадки грунтов от собственного веса также дополнительно должны учитываться:

- горизонтальные перемещения грунта в основании u_{sl} ;
- наклон поверхности грунта в основании i_{sl} ;
- кривизна поверхности грунта в основании P_{sl} .

ПРИМЕЧАНИЕ Приведенные величины деформаций оснований на просадочных грунтах допускается определять без учета совместной работы здания с основанием и перераспределения нагрузок при неравномерных просадках грунта.

7.2.6 При расчете просадки грунтов должны рассматриваться тип грунтовых условий, вид возможного замачивания, характер планировки территории и другие факторы.

При геотехническом проектировании в грунтовых условиях I типа по просадочности следует определять только просадки от совместного воздействия нагрузки фундаментов и собственного веса грунта с учетом веса планировочной насыпи в пределах деформируемой зоны основания.

При геотехническом проектировании в грунтовых условиях II типа по просадочности следует определять просадки от совместного действия нагрузки фундаментов и собственного веса грунта в пределах деформируемой зоны основания, а также просадки, возникающие в нижней части просадочной толщи от собственного веса грунта с учетом веса планировочной насыпи.

Расчет просадок от собственного веса грунта на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности должны включать определение:

- максимальной величины просадки грунта $S_{sl,g}$ при полном промачивании всей просадочной толщи вследствие замачивания сверху на площади шириной не менее величины просадочной толщи грунта или при подъеме уровня подземных вод;
- величины просадки грунта $S'_{sl,g}$ при замачивании площади шириной менее величины просадочной толщи ($B_w < H_{sl}$) или установившемся значении влажности, если полное замачивание толщи невозможно.

7.2.7 При расчете оснований, сложенных просадочными грунтами, по деформациям следует удовлетворить выполнение следующего условия

$$S + S_{sl} \leq S_u, \quad (7.9)$$

где S - величина совместной деформации основания и здания или сооружения, определяемая расчетом по указаниям Приложения Е как для обычных непросадочных грунтов с деформационными характеристиками, соответствующими природной или установившейся влажности;

S_{sl} - величина деформации основания, вызванная просадкой грунта;

S_u - предельно допустимая величина совместной деформации основания и сооружения, принимаемая по Таблице Ж.1 (Приложение Ж).

При этом за деформацию S_{sl} , входящую в условие (7.9), может приниматься любая из рассматриваемых деформаций, приведенных в п.7.2.6.

7.2.8 При геотехническом проектировании просадка грунта основания, разность просадок и крены отдельных фундаментов должны рассматриваться с учетом неравномерного увлажнения просадочных грунтов вследствие распространения воды в стороны от источника замачивания при наиболее неблагоприятном расположении его по отношению к рассчитываемым фундаментам.

7.2.9 При геотехническом проектировании требования расчета оснований по деформациям в грунтовых условиях I типа считаются удовлетворенными, если в пределах всей просадочной толщи сумма вертикальных напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса грунта не превышает начального просадочного давления P_{sl} .

7.2.10 Расчете оснований, сложенных просадочными грунтами, по деформациям следует производить в следующем порядке:

- сначала согласно требованиям п.6.6.2 СН РК EN 1997-1:2004/2011) следует определять абсолютную величину средней или максимальной осадки фундаментов и ее неравномерность;

- по аналогии с вышеуказанным следует вычислять возможные величины абсолютных, средних или максимальных просадок фундаментов и соответствующую их неравномерность;

- следует определять суммарные величины деформаций оснований (осадка и просадка);

- следует устанавливать предельно допустимые деформации основания для проектируемого здания или сооружения;

- в том случае, если суммарные величины деформаций не превышают допустимых для данного здания или сооружения, фундаменты следует проектировать на естественном основании;

- в том случае, если суммарные величины деформаций основания превышают предельно допустимые значения, следует применять мероприятия, указанные в п. 8.3.1 по снижению возможных величин просадок грунта, либо здания и сооружения следует дополнительно рассчитывать на возможные неравномерные деформации основания.

7.2.11 Расчет просадки грунтов S_{sl} основания с учетом увеличения их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу вследствие подъема уровня подземных вод следует производить по формуле

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (7.10)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность i -го слоя грунта;

h_i - толщина i -го слоя;

$k_{sl,i}$ - коэффициент, определяемый по указаниям п.6.2;

n - число слоев, на которое разбита зона просадки h_{sl} .

7.2.12 Значение коэффициента $k_{sl,i}$, входящего в формулу (7.10):

- при $b \geq 12$ м – следует принимать равным 1 для всех слоев грунта в пределах зоны просадки;

- при $b \leq 3$ м – следует вычислять по формуле

$$k_{sl,i} = 0.5 + 1.5(P - P_{sl,i}) / P_0, \quad (7.11)$$

где P - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$P_{sl,i}$ - начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа), определяемое в соответствии с указаниями п.7.2;

P_0 - давление, равное 100 кПа.

- при $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ – следует определять по интерполяции между значениями $k_{sl,i}$, полученными при $b=3 \text{ м}$ и $b=12 \text{ м}$.

7.2.13 Значение начального просадочного давления P_{sl} следует принимать равным:

- при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах - давлению, соответствующему относительной просадочности $\varepsilon_{sl} = 0.01$;

- при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов - давлению, соответствующему пределу пропорциональности на графике "нагрузка-осадка";

- при замачивании грунтов в опытных котлованах - вертикальному напряжению от собственного веса грунта на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от собственного веса.

7.2.14 Значение толщины зоны просадки h_{sl} следует принимать равной:

$h_{sl} = h_{sl,p}$ - толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки грунта от внешней нагрузки $S_{sl,p}$, при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = P_{sl}$, б) или глубине, где значение σ_z минимально, если $\sigma_{z,\min} > P_{sl}$ $h_{sl} = h_{sl,g}$ - толщине нижней зоны просадки при определении просадки грунта от собственного веса $S_{sl,g}$, т.е. начиная с глубины z_g , где $\sigma_z > P_{sl}$ или значение σ_z минимально, если $\sigma_{z,\min} > P_{sl}$ и до нижней границы просадочной толщи.

7.2.15 Вычисление по формуле (7.10) в случае отсутствия величины начального просадочного давления следует производить до глубины, на которой относительная просадочность от давления P_i равняется $\varepsilon_{sl,i} = 0.01$.

7.2.16 Расчет просадки грунта от нагрузки фундамента следует производить в следующей последовательности. Сначала просадочную толщу следует разбить на отдельные слои h_i в соответствии с литологическим разрезом и горизонтами определения $\varepsilon_{sl,i}$. При этом толщина каждого слоя должна быть не более 2 м, причем изменение суммарного напряжения в пределах каждого слоя не должно превышать 200 кПа, а количество слоев должно быть не менее двух.

При определении просадок оснований фундаментов по формуле (7.10) следует учитывать только слои грунта, относительная просадочность которых при фактическом напряжении $\varepsilon_{sl,i} \geq 0.01$. В случае если относительная просадочность отдельных слоев грунта, входящих в деформируемую зону основания, $\varepsilon_{sl,i} \leq 0.01$, то такие слои следует исключить из расчета.

7.2.17 При расчете просадок основания значение среднего напряжения σ_i в середине каждого i -го слоя следует определять как сумму дополнительного давления от нагрузки фундамента и собственного веса грунта $\sigma_i = \sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,i}$. При этом закономерность распределения дополнительного напряжения от нагрузки фундамента в толще

просадочного грунта принимается по теории линейно-деформируемого полупространства в соответствии с рекомендациями Приложения Е.

7.2.18 При геотехническом проектировании зданий и сооружений III класса в целях упрощения расчетов просадок фундаментов допускается принимать: W_a равной влажности при $S_r = 0.65$, W_{sl} при $S_r = 0.55$ и W_{sat} при $S_r = 0.85$ и относительную просадочность ε_{sl} при неполном водонасыщении определять по формуле $\varepsilon'_{sl} = (\varepsilon_{sl} - 0.01)0.33 + 0.01$

7.2.19 При проектировании геотехнической части зданий и сооружений просадка грунтов основания фундамента, разность просадок и крены отдельных фундаментов, находящихся в зоне проявления неравномерных просадок за счет распространения воды в стороны от источника замачивания, должны определяться с учетом ограниченного замачивания нижней зоны основания в пределах глубины Δh , равной

$$\Delta h = d + h_{sl,p} - H_w - \frac{x}{m_\beta \operatorname{tg} \beta} \quad (7.12)$$

где d - глубина заложения фундамента от планировочной отметки;

$h_{sl,p}$ - деформируемая зона, определяемая в соответствии с требованиями п.6.2;

H_w - глубина расположения источника замачивания от поверхности планировки;

x - расстояние от края источника замачивания до рассматриваемой точки;

m_β - коэффициент, учитывающий возможное увеличение угла распространения воды в стороны вследствие слоистости грунтов основания;

β - угол распространения воды в стороны от источника замачивания, принимаемый равным для лессовидных супесей и лессов 35° , а для лессовидных суглинков 50° .

При этом длину участка l_1 , на котором может проявляться неравномерная просадка грунта, следует определять по формуле

$$l_1 = (d + h_{sl,p} - H_w) \cdot m_\beta \operatorname{tg} \beta. \quad (7.13)$$

7.2.20 При расчете просадок основания значение коэффициента m_β для однородных толщ лессовых грунтов следует принимать равным 1, а для неоднородных необходимо определять с учетом характера напластования грунтов и соотношения коэффициентов фильтрации отдельных слоев грунта в пределах замоченной толщи и следует принимать для случаев, показанных на Рисунке 3:

б) - $m_\beta = 0.7$; в) - $m_\beta = 1.4$; г) - $m_\beta = 1.7$; д) - $m_\beta = 2$.

7.2.21 Для оценки неравномерностей осадок проектируемых фундаментов разность просадок основания под отдельными точками ленточного фундамента ΔS_{sl} на участке длиной l_1 следует определять по формуле

$$\Delta S_{sl} = \frac{S_{sl} \cdot x}{l_1} \quad (7.14)$$

При этом разность просадок фундаментов в пределах расположения источника замачивания на ширине B_w , а также за пределами зоны распространения влажности принимается равной нулю.

7.2.22 При определении неравномерностей осадок оснований, сложенных просадочными грунтами, крен отдельно стоящего фундамента вследствие просадки грунта следует определять как отношение разности просадки краев фундамента Φ -1 или Φ -2, вычисляемой с учетом неравномерного распространения замачивания в основании фундамента в пределах глубин от $\Delta h_1''$ до $\Delta h_1'$ и от $\Delta h_2''$ до $\Delta h_2'$ (см. Рисунок 3), к ширине b подошвы фундамента в направлении крена.

7.2.23 Для определения наибольшей величины просадки грунта от собственного веса по формуле (7.10) просадочную толщу следует разбить на отдельные слои грунта толщиной не более 2 м в соответствии с литологическим разрезом (Рисунок 4). Причем при вычислении просадки следует учитывать только те слои грунта, относительная просадочность которых $\varepsilon_{sl} \geq 0.01$. Значение коэффициента $k_{sl,i}$, отражающего особенности просадки различных лессовых грунтов, рекомендуется принимать по результатам опытных данных для каждого региона как отношение фактически замеренной просадки к расчетной, а при отсутствии опытных данных допускается принимать равным 1.

7.2.24 При расчете осадок оснований, сложенных просадочными грунтами, возможную просадку грунта от собственного веса $S'_{sl,g}$ при замачивании сверху малых площадей (когда ширина замачиваемой площади B_w меньше размера просадочной толщи H_{sl}) следует определять по формуле

$$S'_{sl,g} = S_{sl,g} \sqrt{\left(\frac{2-B_w}{H_{sl}}\right) \frac{B_w}{H_{sl}}}, \quad (7.15)$$

где $S_{sl,g}$ - максимальное значение просадки грунта от собственного веса, определяемое в соответствии с п.7.2.11.

7.2.25 При определении осадок оснований проектируемых фундаментов величину просадки $S_{sl,g}(x)$ от собственного веса в различных точках замачиваемой и примыкающей к ней площади следует определять по формуле

$$S_{sl,g}(x) = 0.5 S_{sl,g} (1 + \cos \pi x / r) \quad (7.16)$$

где x - расстояние от центра замачиваемой площади или начала горизонтального участка просадки грунта до точки, в которой определяется величина просадки (в пределах $0 \leq x \leq r$), см;

r - расчетная длина, см, криволинейного участка просадки грунта от собственного веса, определяемая по формуле

$$r = h_{sl,p} 90.5 + m_{\beta} \operatorname{tg} \beta, \quad (7.17)$$

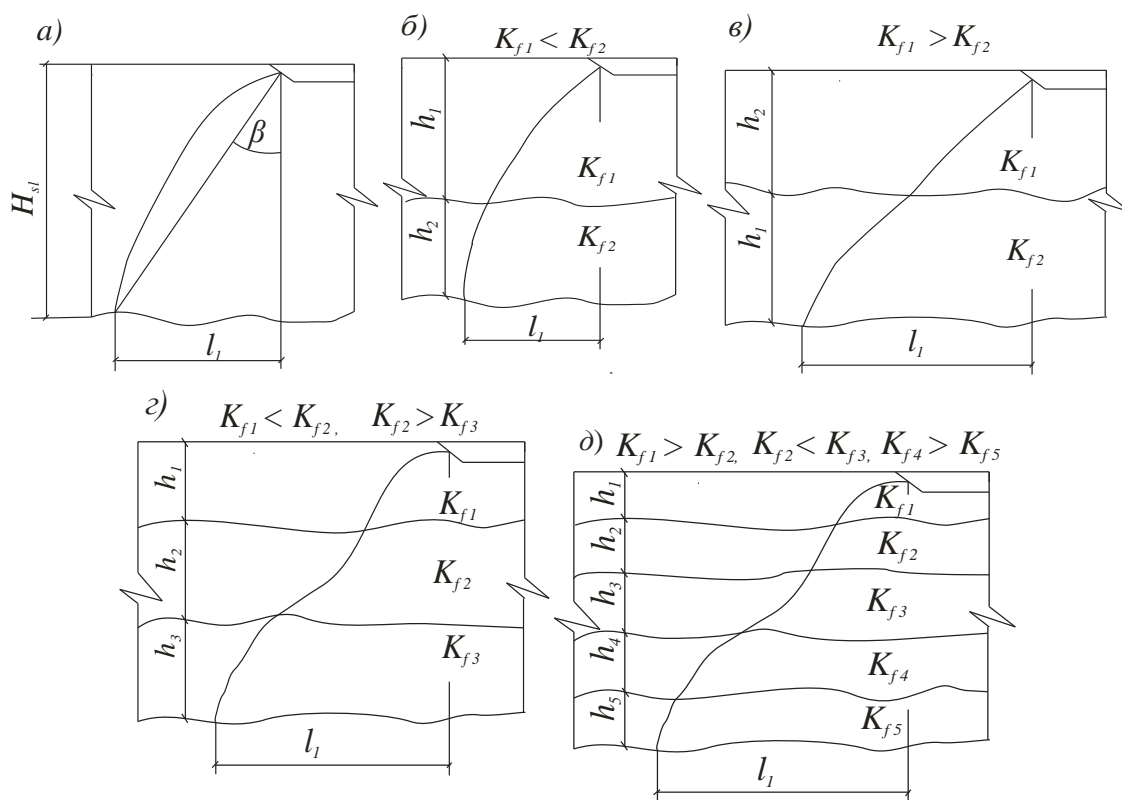
где обозначения те же, что и в формуле (7.12).

7.2.26 При устройстве под подошвой фундаментов маловодопроницаемых экранов из уплотненных грунтов толщиной не менее 1,5 м максимальные и возможные просадки от собственного веса следует определять с учетом степени повышения влажности просадочных грунтов, залегающих ниже экрана, для двух случаев замачивания:

- при подтоплении основания непосредственно через маловодопроницаемый экран;
- при подтоплении основания из источников, расположенных за пределами экрана.

7.2.27 Разность просадок фундаментов, а также просадки отдельных фундаментов от собственного веса грунта определяются с учетом возможного расположения источника замачивания по отношению к фундаментам, максимальной $S_{sl,g}$ или возможной $S'_{sl,g}$ величины просадки грунта и т.п.

Расчет неравномерности осадок фундаментов в виде кренов, обусловленных просадкой грунтов от собственного веса, следует производить как отношение разности просадок отдельных краев фундаментов, вычисляемых по формуле (7.16), к ширине подошвы фундамента в направлении крена.



а - однородном; б и в - двухслойном; г - трехслойном; д – многослойном

Рисунок 3 - Схемы распространения увлажнения в стороны от источника замачивания в толщах лессовых грунтов при различном их напластовании

7.2.28 Расчет горизонтальных перемещений основания при просадке от собственного веса грунта следует производить с учетом образования на поверхности грунта просадочной воронки, кривизна которой зависит от характера напластования, физико-механических свойств грунтов и условий подтопления (замачивания) площадки.

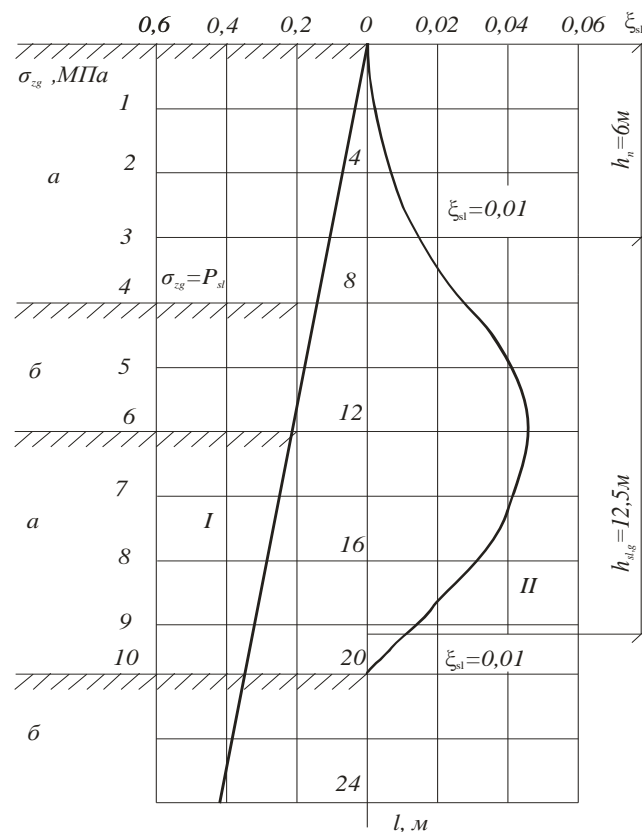
7.2.29 Значение горизонтального перемещения u_{sl} , см, на поверхности грунта вследствие просадки от собственного веса, вызванной замачиванием следует определять по формуле

$$u_{sl} = 0.5 \varepsilon r_0 (1 + \cos \pi x / r_0) \quad (7.18)$$

где ε - величина относительных горизонтальных перемещений, равная

$$\varepsilon = 0.66(S_{sl,g} / r_0 - 0.005) \quad (7.19)$$

r_0 - расчетная полудлина, см, криволинейного участка просадки (см. Рисунок 5), принимаемая равной: $r_0 = 0.5 \cdot r$; остальные обозначения те же, что и в формуле (7.17).



а - лессовидная супесь; б - лессовидный суглинок; в - лессовидная глина; 1, 2, 3...10 - номера слоев, на которые разбита просадочная толща

Рисунок 4 - Схемы распределения напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} (I) и относительной просадочности $\varepsilon_{sl,g}$ (II) для расчета просадки грунта от собственного веса

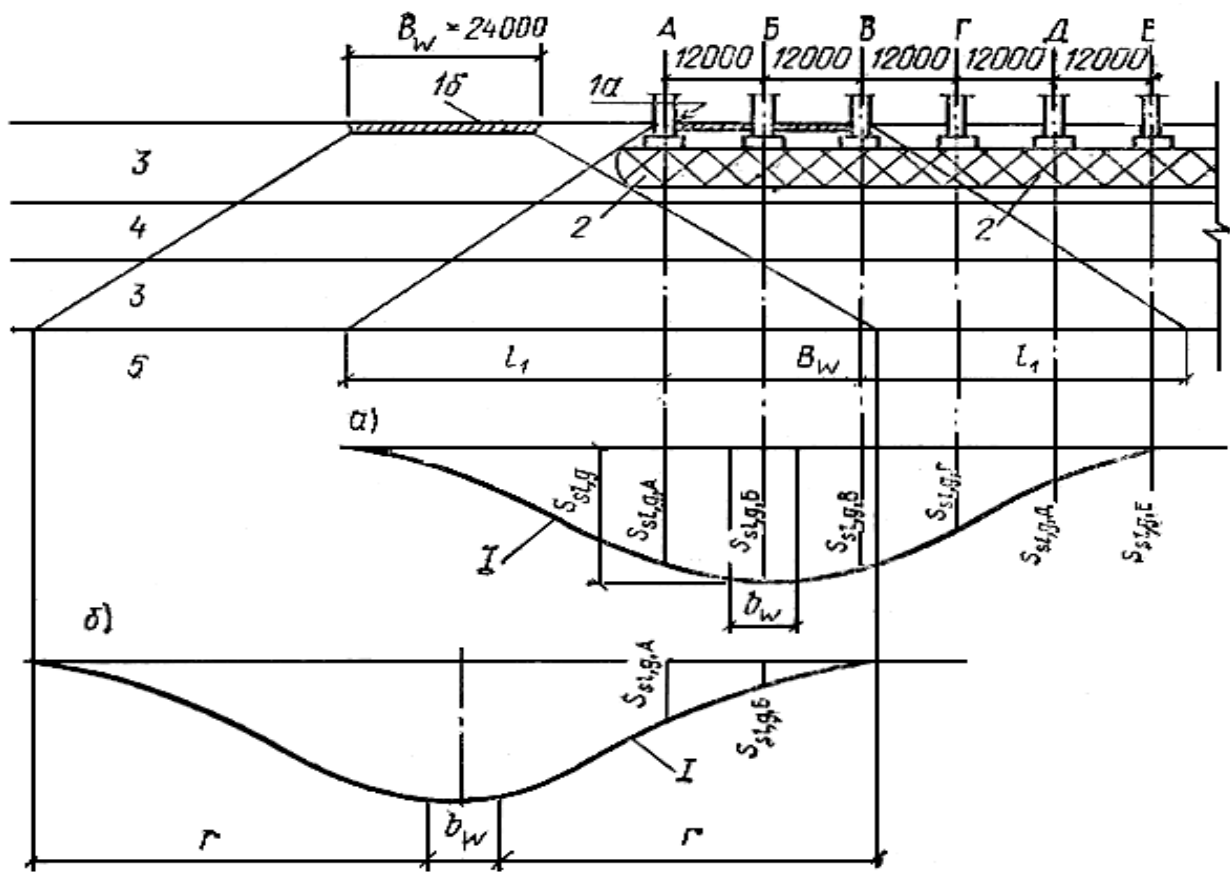
7.2.30 Величину глубины зоны развития горизонтальных перемещений h'_u в рассматриваемой точке x следует принимать равной

$$h'_u = \frac{h_u \sqrt{r_0^2 - (r'_0)^2}}{r_0}, \quad (7.20)$$

а ширину зон развития горизонтальных перемещений r'_0 по глубине h_u следует определять по формуле

$$r'_0 = \frac{r_0 \sqrt{h_u^2 - (h'_u)^2}}{h_u} \quad (7.21)$$

где h_u - максимальная глубина развития горизонтальных перемещений на границе зон горизонтального уплотнения и разуплотнения грунта, принимаемая равной $0,5 \cdot h_{sl,g}$.



а - через уплотненный грунт; б - за пределами уплотненного грунта; 1а и 1б - источники замачивания; 2 - уплотненный грунт (маловодонепроницаемый экран); 3 - лессовидная супесь; 4 - лессовидный суглинок; 5 - лессовидная глина; I - линия просадки

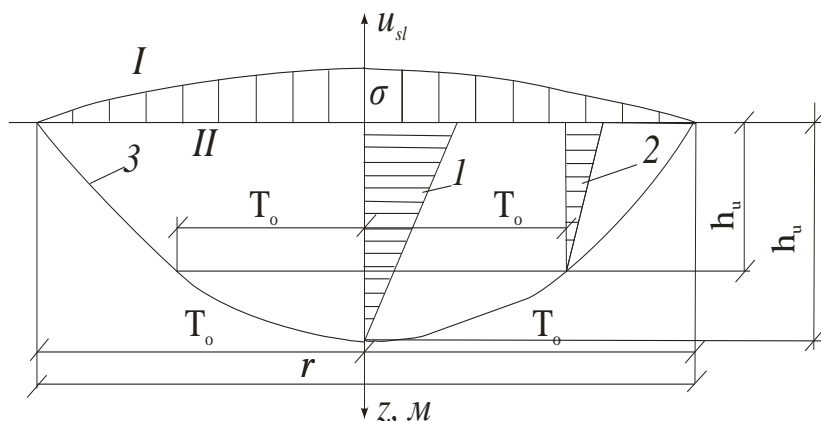
Рисунок 5 - Схемы для примеров расчета просадок фундаментов от собственного веса грунта при замачивании

7.2.31 В расчетах изменение горизонтальных перемещений по глубине в пределах зон их развития от h_u до 0 следует принимать по линейному закону.

При этом значение горизонтального перемещения грунта по глубине u'_{sl} следует определять по формуле

$$u'_{sl} = u_{sl} \left(1 - \frac{x}{h_u}\right) \quad (7.22)$$

где u_{sl} - величина горизонтального перемещения грунта на поверхности в рассматриваемой точке x , определяемая по формуле (7.18).



I - эпюра горизонтальных перемещений поверхности; II - эпюра горизонтальных перемещений в массиве грунта; 1 и 2 - эпюры изменения горизонтальных перемещений по глубине; 3 - граница зоны горизонтальных перемещений

Рисунок 6 - Схема для определения горизонтальных перемещений в массиве грунта

7.2.32 Расчет осадок оснований при устранении просадок грунтов путем снижения давления по подошве фундаментов до величины начального просадочного давления P_{sl} следует производить в следующем порядке:

- сначала с учетом величины начального просадочного давления P_{sl} на отметке заложения фундамента в первом приближении следует определять площадь и размеры подошвы фундаментов в плане;

- следует производить проверку принятых размеров фундаментов и давления на просадочный грунт P_i путем построения эпюр распределения по глубине природного напряжения в грунте σ_{zg} и дополнительного напряжения от нагрузки фундаментов σ_{zp} по вертикали под центром фундамента (Рисунок 7);

- на фоне расчетной схемы распределения напряжений следует показать кривую изменения по глубине величины начального просадочного давления P_{sl} ;

- следует производить сравнение суммарной величины природного и дополнительного напряжений $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ в пределах всей просадочной толщи грунта с величиной начального просадочного давления P_{sl} ;
- при выполнении условия $P_{sl} = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ предварительно принятые размеры фундаментов принимаются за окончательные;
- при не соблюдении вышеуказанного условия, то есть, если $P_{sl} < \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ на какой-либо глубине в пределах просадочной толщи основания давление по подошве фундамента должно быть снижено до величины, при которой обеспечивается условие $P_{sl} = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$.

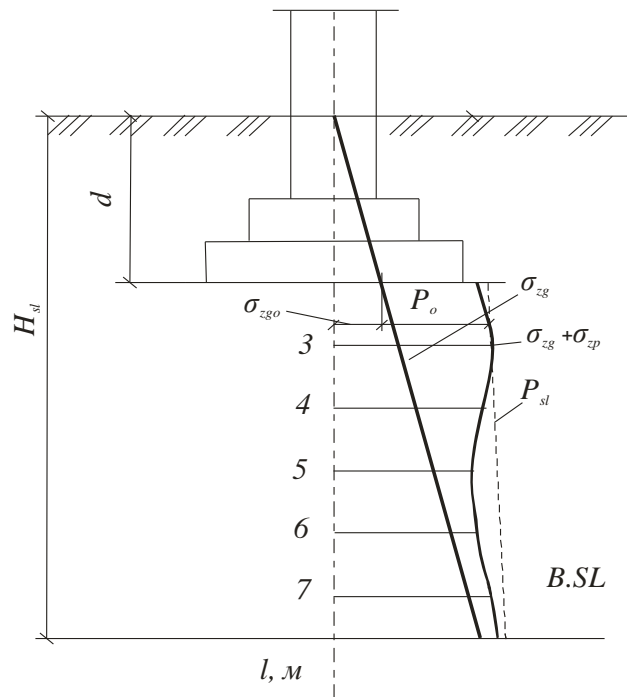


Рисунок 7 - Схема распределения напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} , дополнительного напряжения σ_{zp} и начального просадочного давления P_{sl} по глубине в основании фундамента

7.3 Территории с набухающими грунтами

7.3.1 При геотехническом проектировании деформации основания, вызванные набуханием или усадкой грунта должны определяться путем суммирования деформаций отдельных слоев основания в соответствии с указаниями обязательного Приложения Е. При расчете деформаций основания осадка его от внешней нагрузки и возможная осадка от уменьшения влажности набухающего грунта должны суммироваться. Подъем основания вследствие набухания грунта определяется в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались.

Предельные значения деформаций, вызываемых набуханием (усадкой) грунтов, допускается принимать по рекомендуемому Приложению Ж.

При проектировании геотехнической части зданий и сооружений в условиях набухающих грунтов в расчете используются величины относительного набухания ε_{sw}

или относительной усадки ε_{sh} , суммарные давления, действующие в рассматриваемых слоях грунта: от собственного веса грунта, нагрузок, передаваемых от фундамента здания или сооружения, и дополнительного давления, вызванного влиянием неувлажненной части массива грунта.

7.3.2 При расчете оснований на набухающих грунтах по деформациям наряду с осадкой грунта от нагрузки фундаментов дополнительно должны учитываться следующие виды деформаций от набухания и усадки грунтов:

- подъем основания при набухании грунта h_{sw} ;
- осадка (усадка) основания в результате высыхания набухающего грунта S_{sh} ;
- абсолютная осадка отдельного фундамента с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания S ;
- средняя осадка фундаментов здания (сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания \bar{S} ;
- относительная неравномерность осадок двух соседних фундаментов с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания $(S_1 - S_2)/L$;
- крен фундамента (здания или сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания i ;
- относительный прогиб или выгиб с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания f/L ;
- кривизна изгибаемого участка здания (сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания p ;
- горизонтальное перемещение фундамента (здания или сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания u .

ПРИМЕЧАНИЕ Приведенные величины деформаций оснований на набухающих грунтах допускается определять без учета совместной работы здания с основанием и перераспределения нагрузок при неравномерных осадках грунта, обусловленных его набуханием и усадкой.

7.3.3 При проектировании геотехнической части зданий и сооружений в условиях набухающих грунтов в расчетах оснований должны применяться характеристики грунтов при их природной плотности и влажности.

7.3.4 При расчете осадок проектируемых фундаментов подъем основания, вызванный набуханием грунта h_{sw} , следует определять по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i} \quad (7.23)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ - относительное набухание грунта i -го слоя, определяемое по указаниям п.6.3;
 h_i - толщина i -го слоя грунта; $k_{sw,i}$ - коэффициент, определяемый по указаниям п.7.3.5;
 n - число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

7.3.5 Значения коэффициента k_{sw} , входящего в формулу (7.23), в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине следует принимать равным:

0,8 при $\sigma_{z,tot}=0,05$ МПа

и 0,6 при $\sigma_{z,tot}=0,3$ МПа),

а при промежуточных значениях $\sigma_{z,tot}$ следует определять путем линейной интерполяции.

7.3.6 Величину суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на глубине z от подошвы фундамента (Рисунок 8) следует определять по формуле

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad} \quad (7.24)$$

где σ_{zp}, σ_{zg} - вертикальные напряжения соответственно от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта;

$\sigma_{z,ad}$ - дополнительное вертикальное давление, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива грунта за пределами площади замачивания, определяемое по формуле

$$\sigma_{z,ad} = k_g \cdot \gamma \cdot (d + z) \quad (7.25)$$

где k_g - коэффициент, принимаемый по Таблице 7.1.

Таблица 7.1 – Значения коэффициента k_g

$z + d / B_w$	Коэффициент k_g при отношении длины к ширине замачиваемой площади L_w / B_w , равном				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,5	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,7	0,61	0,5	0,4
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,77

7.3.7 При расчете осадок оснований величину нижней границы зоны набухания H_{sw} (Рисунок 8):

а) с учетом инфильтрации влаги – следует принимать на глубине, где суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания P_{sw} ;

б) с учетом экранирования поверхности и изменения водно-теплового режима – следует определять опытным путем (при отсутствии опытных данных рекомендуется принимать $H_{sw}=5$ м).

7.3.8 Величину нижней границы зоны набухания при наличии подземных вод следует принимать на 3 м выше начального уровня подземных вод.

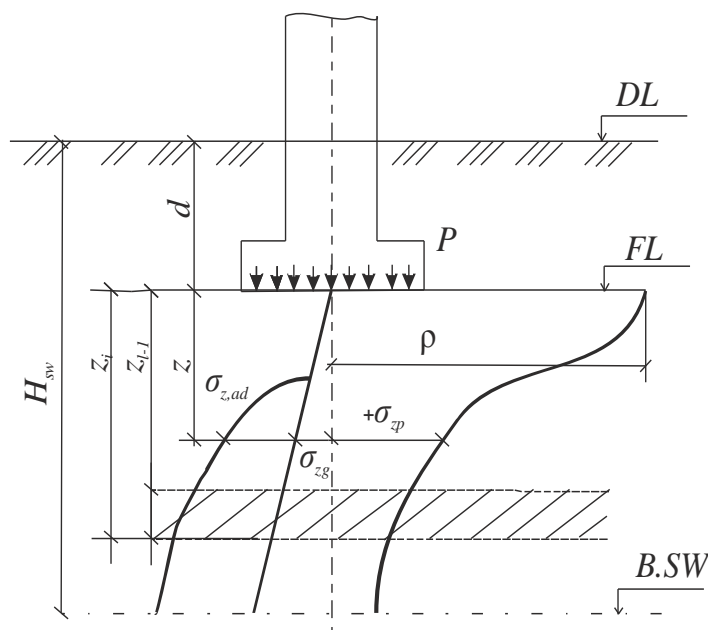


Рисунок 8 – Расчетная схема к определению подъема основания при набухании грунта

7.3.9 При расчете оснований на набухающих грунтах по деформациям осадки основания, вызванную высыханием набухающего грунта S_{sh} следует определять по формуле

$$S_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh} \quad (7.26)$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ - относительная линейная усадка высыхаемого грунта i -го слоя, определяемая по указаниям п.6.3;

h_i - толщина i -го слоя грунта;

k_{sh} - коэффициент, принимаемый равным 1,3; n - число слоев, на которое разбита зона усадки грунта.

7.3.10 При расчете осадок оснований величину нижней границы зоны усадки H_{sh} :

а) при высыхании грунта в естественных (природных) условиях следует определять экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных рекомендуется принимать равной 5 м;

б) при высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок следует определять опытным путем или соответствующим расчетом.

7.3.11 Величину относительной линейной усадки грунта при его высыхании $\varepsilon_{sh,i}$ следует определять по формуле (6.9). Допускается принимать величину $\varepsilon_{sh,i}$, определяемую без нагрузки, при этом рекомендуется принимать $k_{sh}=1,2$.

8 ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

8.1 Общие положения

8.1.1 Здания и сооружения в зависимости от их назначения и условий работы следует проектировать по жесткой, податливой или комбинированной конструктивным схемам. Характер и состав вводимых конструктивных мер защиты следует принимать с учетом вида конструктивной схемы, проектируемого здания (сооружения).

8.1.2 При проектировании по жесткой конструктивной схеме следует предусматривать исключение возможности взаимного перемещения отдельных элементов несущих конструкций при деформациях основания за счет:

- разделения зданий и сооружений деформационными швами на отдельные отсеки;
- усиления отдельных элементов несущих конструкций и связей между ними;
- устройства в стенах железобетонных поэтажных поясов;
- устройства горизонтальных дисков из железобетонных элементов перекрытия и покрытия;

- устройства фундаментов зданий и сооружений в виде сплошных плит, перекрестных балок, балок-стенок и т. п.

При проектировании по податливой конструктивной схеме следует предусматривать возможность приспособления конструкций без появления в них дополнительных усилий к неравномерным деформациям земной поверхности и основания за счет:

- устройства в подземной части горизонтальных швов скольжения;
- введения шарнирных и податливых связей между элементами несущих и ограждающих конструкций;
- снижения жесткости несущих конструкций;
- введения гибких вставок и компенсационных устройств;
- увеличения зазоров между соседними конструкциями.

Указанные меры необходимо применять с таким расчетом, чтобы обеспечивались:

- достаточная площадь опирания элементов конструкций при деформациях основания;
- воздухо- и водонепроницаемость стыков между отдельными взаимоперемещающимися элементами конструкций;
- устойчивость элементов конструкций при деформациях основания.

При проектировании по комбинированной конструктивной схеме следует предусматривать сочетание жесткой и податливой схем с применением различных конструктивных схем подземной и надземной частей зданий и сооружений.

8.1.3 Здания и сооружения сложной формы в плане разделяются деформационными (осадочными) швами на отсеки. Высоту зданий и сооружений в пределах отсека следует принимать одинаковой, а длину отсеков— по расчету конструкции на изгиб в зависимости от расчетных величин деформаций земной поверхности, физико-механических свойств грунтов основания, принятой конструктивной схемы, технологических требований. Ориентировочные значения расстояния между осадочными швами для различных видов зданий следует принимать по указаниям п. 8.3.3.

Деформационные швы между отсеками должны обеспечивать свободный наклон или поворот отсека при деформациях основания. Размер деформационного шва следует

рассчитывать согласно указаниям п. 8.3.3. в зависимости от высоты и длины отсека и особенностей грунтовых условий.

Деформационные швы должны разделять смежные отсеки зданий и сооружений по всей высоте, включая кровлю и фундаменты.

8.1.4 Фундаменты под несущие стены в зоне деформационных швов устраиваются, как правило, сплошными. В целях уменьшения ширины деформационного шва допускается применение прерывистых фундаментов.

Фундаменты под парные колонны у деформационных швов в каркасных зданиях, выполненных по рамно-связевой или связевой схеме, допускается не разделять, если фундаменты под остальные колонны конструктивно не связаны между собой в горизонтальном направлении плитами, связями-распорками и т. д. При наличии связей допускается устройство несимметричных парных фундаментов на общей бетонной (железобетонной) подушке с устройством шва скольжения.

8.1.5 В случаях, когда строительными мерами защиты и инженерной подготовкой основания не исключаются деформации конструкций и крены зданий (сооружений), превышающие допустимые нормами, здания и сооружения следует проектировать с учетом мероприятий, снижающих неравномерную их осадку и устраняющих их крены, в том числе с применением выравнивания.

Варианты защиты зданий и сооружений и мероприятия по их выравниванию следует принимать на основании технико-экономического сравнения.

8.1.6 Шахты лифтов следует проектировать с учетом наклонов, вызываемых деформациями земной поверхности.

В случаях, когда расчетные отклонения стен шахт от вертикальной плоскости превышают допустимые, установленные государственными общесоюзными стандартами, проектами следует предусматривать возможность регулирования положения лифтовой шахты.

8.1.7 Примыкающие к зданиям инженерные сооружения следует отделять от зданий деформационными швами согласно указаниям, приведенным в п. 8.3.2.

8.1.8 Фундаменты под технологическое оборудование следует проектировать, предусматривая в зависимости от типа оборудования и технологических требований к его эксплуатации, применение специальных мер защиты, отдавая предпочтение выравниванию оборудования домкратами.

8.1.9 При проектировании зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, с II типом грунтовых условий необходимо учитывать следующие виды специфических деформаций:

просадку s_{sl} как от собственного веса грунта $s_{sl,g}$, так и от внешней нагрузки $s_{sl,p}$;

горизонтальные перемещения земной поверхности u_{sl} ;

относительные горизонтальные деформации растяжения или сжатия ε_u ;

наклон земной поверхности i_{sl} .;

дополнительную осадку s_{ul} подстилающих просадочную толщу H_{sl} непросадочных грунтов, происходящую за счет изменения напряженного состояния и влажности грунтового массива.

8.1.10 Расчётной характеристикой оснований при расчёте конструкций зданий и сооружений на просадочных грунтах с II типом грунтовых условий наряду с приведёнными в п.6.2.2, также является радиус кривизны R_{yc} .

8.1.11 При проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах должны учитываться:

а) просадки от внешней нагрузки $s_{sl.p.}$, происходящие в пределах верхней зоны просадки $h_{sl.p.}$ измеряемой от подошвы фундамента, до глубины, где суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению p_{sl} или до глубины, где сумма указанных напряжений минимальна;

б) просадки от собственного веса грунта, $s_{sl.g.}$, происходящие в нижней зоне, начиная с глубины, где вертикальные напряжения превышают начальное просадочное давление p_{sl} , или сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки минимальны и до нижней границы просадочной толщи H_{sl} ;

в) дополнительные осадки s_{ul} подстилающих просадочную толщу H_{sl} грунтов в пределах зоны их дополнительного сжатия H_{ul} , происходящие от: веса здания или сооружения; повышения собственного веса просадочного грунта при повышении его влажности или глубинного уплотнения; веса планировочной насыпи; нагрузок на полы и фундаменты технологического оборудования 1-го (подвального этажа и т.п.);

г) неравномерность просадки грунта Δs_{sl} ;

д) горизонтальные перемещения основания u_{sl} в пределах криволинейной части просадочной воронки при просадке грунтов от собственного веса;

е) потеря устойчивости откосов и склонов.

8.1.12 При проектировании зданий и сооружений на набухающих грунтах должны учитываться:

- подъем основания при набухании грунта h_{sw} ;
- осадка (усадка) основания в результате высыхания набухающего грунта S_{sh} ;
- абсолютная осадка отдельного фундамента с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания S ;
- средняя осадка фундаментов здания (сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания \bar{S} ;
- относительная неравномерность осадок двух соседних фундаментов с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания $(S_1 - S_2)/L$;
- крен фундамента (здания или сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания i ;
- относительный прогиб или выгиб с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания f/L ;
- кривизна изгибаемого участка здания (сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания p ;
- горизонтальным перемещением фундамента (здания или сооружения) с учетом подъема и усадки набухающего грунта основания u ;
- коэффициент жёсткости основания при сжатии c .

8.2 Основные требования к расчету

8.2.1 Конструкции зданий и сооружений, проектируемых для строительства на просадочных и набухающих грунтах, следует рассчитывать в соответствии с СН РК EN

1997-1:2004/2011 Еврокод 7: Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила по методу предельных состояний с учетом деформаций:

а) основания от просадки и набухания или усадки, проявляющихся в виде его вертикальных (осадка или подъем) и горизонтальных перемещений;

б) грунтов от нагрузок, передаваемых сооружением.

8.2.2 (2.4.7.1) (1)Р В случае необходимости производится проверка по следующим предельным состояниям:

- потеря равновесия сооружением и основанием, которые рассматриваются как жесткое тело, в котором прочность конструктивных материалов и грунтов основания недостаточны для обеспечения сопротивления (EQU);

- внутреннее разрушение или чрезмерные деформации сооружения или конструктивных элементов, включая, например, фундаменты, сваи, стены подвала и т. д., в которых прочность конструктивных материалов важна для обеспечения сопротивления (STR);

- разрушение или чрезмерные деформации основания, в котором прочность грунта или горной породы важна для обеспечения сопротивления (GEO);

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Предельное состояние GEO часто оказывается критическим при назначении размеров конструктивных элементов, связанных с фундаментами или подпорными сооружениям, а иногда с прочностью конструктивных элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения частных коэффициентов приведены в Приложении А EN 97-1.

8.2.3 (2.4.6.1) (1) Р Проектная величина воздействия должна определяться в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

(2) Р Проектная величина воздействия F_d должна оцениваться непосредственно или получаться по репрезентативным значениям с использованием следующего уравнения:

$$F_d = \gamma_F F_{rep}, \quad (8.1)$$

где

$$F_{rep} = \psi F_k. \quad (8.2)$$

(3)Р Соответствующие значения ψ указаны в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

(4)Р В уравнении (8.1) используется частный коэффициент γ_F для постоянных или временных ситуаций, приведенный в Приложении А СН РК EN 1997-1:2004/2011.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения частных коэффициентов устанавливаются в соответствии с национальным Приложением.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Приложении А СН РК EN 1997-1:2004/2011 значения устанавливают соответствующий уровень безопасности для традиционных проектов.

8.2.4 (2.4.7.2) (1)Р При рассмотрении предельного состояния по статическому равновесию или общих перемещений сооружения (EQU) следует проверить, что:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (8.3)$$

при

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (8.4)$$

и

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb} \quad (8.5)$$

(2)Р В формулах (8.4) и (8.5) должны использоваться частные коэффициенты для постоянных и временных ситуаций, определенные в А.2(1)Р и А.2(2)Р.

ПРИМЕЧАНИЕ Статическое равновесие EQU имеет отношение в основном к проекту конструкций. В геотехническом проекте проверка EQU будет производиться в редких случаях, в таких как жесткие фундаменты на скальном основании, и она, в принципе, отличается от проверки общей устойчивости или взвешивания. При известном значении сопротивления сдвигу T_d эти расчеты имеют второстепенное значение.

8.2.5 (2.4.7.3.1) (1)Р При рассмотрении предельного состояния по разрушению или чрезмерным деформациям конструктивного элемента или поперечного сечения или основания (STR и GEO) следует проверить, что:

$$E_d \leq R_d \quad (8.6)$$

Указанные в формуле (8.6) параметры E_d и R_d определяются в соответствии с п.п 2.4.7.3.2 и 2.4.7.3.3 СН РК EN 1997-1:2004/2011 Еврокод 7: Геотехническое проектирование Часть 1. Общие правила

8.2.6 Расчет конструкций на особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных нагрузок и воздействий от просадки грунтов, следует производить на наиболее неблагоприятные сочетания воздействий.

8.2.7 Здания (сооружения), проектируемые для строительства в грунтовых условиях I типа по просадочности, следует рассчитывать при наиболее неблагоприятном изменении жесткости основания при местном его замачивании:

- а) в торце здания (сооружения);
- б) под серединой здания (сооружения).

Здания и сооружения следует рассчитывать в условиях строительства (Таблицы 5.1 и 5.2):

I группы - на максимальные неравномерные просадки от внешней нагрузки в верхней зоне просадки;

II группы — на неравномерные просадки от внешней нагрузки в грунтовом слое с неустраненной просадочностью, а также на неравномерные осадки грунта с устраненной просадочностью;

III группы — на неравномерные просадки грунта от внешней нагрузки при полном устранении его просадочных свойств.

8.2.8 Здания (сооружения), проектируемые для строительства в грунтовых условиях II типа по просадочности, следует рассчитывать при наиболее неблагоприятном расположении просадочной воронки по отношению к зданию (сооружению):

а) под серединой здания (сооружения) при $L > 2r$ с кривизной вогнутости и относительными горизонтальными деформациями сжатия $-\varepsilon$ в средней части воронки и кривизной выпуклости и относительными горизонтальными деформациями растяжения $+\varepsilon$ на краях воронки;

б) под зданием (сооружением) при $L < 2r + b_w$ с кривизной вогнутости и относительными горизонтальными деформациями сжатия $-\varepsilon$;

в) под торцом здания (сооружения) с кривизной выпуклости и относительными горизонтальными деформациями растяжения $+\varepsilon$.

ПРИМЕЧАНИЕ При просадке грунта от собственного веса при $s_{sl,g} \leq 0,3$ м относительные горизонтальные деформации земной поверхности в расчетах конструкций допускается не учитывать.

8.2.9 Отдельные виды деформаций земной поверхности при расчете конструкций допускается не учитывать, если установлено, что усилия от таких видов деформаций достаточно малы по сравнению с усилиями от других видов нагрузок и воздействий.

8.2.10 Расчетные схемы деформирования основания, используемые для определения усилий, деформаций и ширины раскрытия трещин в конструкциях зданий (сооружений), возникающих вследствие неравномерных деформаций оснований, допускается принимать согласно п. 8.5.

8.2.11 При определении усилий в конструкциях от воздействий просадки грунтов необходимо: на просадочных грунтах с просадкой от собственного веса при $s_{sl,g} > 0,3$ м производить расчет на совместное воздействие вертикальных и горизонтальных перемещений, принимая при этом в качестве расчетных суммарные усилия, возникающие одновременно в конструкциях от вертикальных и горизонтальных перемещений.

8.2.12 Расчетные схемы сооружений, используемые для определения усилий и деформаций в их конструкциях, должны отражать с целесообразной степенью точности действительные условия работы сооружений и особенности их взаимодействия с основанием. В необходимых случаях они должны учитывать: пространственную работу, геометрическую и физическую нелинейность, а также ползучесть материалов конструкций.

Нелинейные факторы работы строительных конструкций необходимо учитывать комплексно: физическую и конструктивную нелинейность, переменный характер нагружения и др. Без достоверной оценки степени влияния отдельных факторов на величину усилий в конструкциях односторонний учет какого-либо одного фактора не допускается.

8.2.13 Конструкции следует рассчитывать на воздействия от просадки грунтов, исходя из условия совместной работы основания и сооружения.

В зависимости от значений контактных напряжений (нормальных и касательных на контакте основания с фундаментом) модель основания следует принимать в виде:

а) линейно-упругой системы;

б) нелинейно-неупругой системы, отражающей нелинейную связь между деформациями и нагрузками на основание в стабилизированном состоянии грунта, различие в деформационных свойствах основания при нагружении и разгрузке, нарушение контакта между фундаментом и основанием;

в) реологической системы, отражающей деформационные свойства основания для различных моментов времени в течение строительного и эксплуатационного периодов (в нестабилизированном состоянии грунта).

Модели основания для расчета следует выбирать с учетом конструктивных особенностей, назначения здания (сооружения) и указаний, приведенных в п. 8.4.1 и п. 8.4.2.

Деформационные свойства основания на контакте с фундаментами допускается определять одновременно с применением двух коэффициентов жесткости (коэффициентов постели) основания: при сжатии — C , при сдвиге — D ; либо одного из них.

Коэффициенты жесткости (коэффициенты постели) основания допускается определять в соответствии с рекомендуемым Приложением Б.

8.2.14 Для выбора модели основания следует произвести расчет с использованием модели основания в виде линейно-упругой системы.

Если полученные в результате этого расчета значения нормальных p и касательных τ напряжений на отдельных участках контакта основания с фундаментом удовлетворяют условиям:

$$\begin{aligned} 0,5p_n &\leq p \leq 1,5R; \\ p &> 1,5 R \text{ на участке } F \leq 0,2F_p; \\ \tau &\leq \tau_{\max} \text{ или } \tau > 0,5\tau_{\max} \text{ на участке } F \leq 0,2F_p \end{aligned} \quad (8.7)$$

то расчет допускается производить с использованием линейно-упругой системы.

В формуле (8.7): P_n — начальное нормальное давление на основание от сооружения, действующее до появления воздействий от просадки;

R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое согласно требованиям СНиП РК 5.01.-01-2002;

τ_{\max} — предельное значение касательного напряжения по подошве фундамента, определяемое согласно рекомендациям Приложения Д.

F — площадь контакта основания с фундаментом, на которой превышены напряжения;

F_p , F_τ — площади контакта основания с фундаментом, на которых проявляются соответственно нормальные и касательные напряжения.

Если условия (8.7) не удовлетворяются, то следует произвести расчет с использованием модели основания в виде нелинейно-неупругой системы.

8.2.15 Усилия, возникающие в несущих конструкциях зданий и сооружений от воздействий горизонтальных деформаций основания, следует определять в зависимости от конструктивных особенностей подземной части здания (сооружения), глубины заложения его фундамента, площади контакта с грунтом, физико-механических свойств грунтов основания, действующих нагрузок с учетом:

а) сдвигающих сил по подошве фундаментов или сил трения по шву скольжения (Таблица 8.1);

б) сдвигающих сил по боковым поверхностям фундаментов;

в) нормального давления сдвигающегося грунта на лобовые поверхности фундаментов.

8.2.16 Коэффициенты трения по шву скольжения допускается принимать в соответствии с Таблицей 8.1.

Таблица 8.1 – Значения коэффициента трения по шву скольжения

Конструкция шва скольжения	Расход материала прослойки, кг/м ²	Коэффициент трения по шву скольжения
Два слоя пергамина с прослойкой молотого графита	0,5	0,20
То же, щипаной слюды	1,0	0,30
То же, инертной пыли	1,0	0,40
Два слоя полиэтиленовой пленки с прослойкой графита	0,4	0,15
ПРИМЕЧАНИЕ Плоскость шва скольжения должна быть выровнена. Отклонения размера шва по вертикали допускаются не более 5 мм на 1 м длины шва.		

8.2.17 При проектировании зданий и сооружений с учетом возможности их выравнивания в процессе эксплуатации с помощью домкратов следует выполнять расчет конструкций на воздействие неравномерных деформаций основания и в стадии выравнивания. Расчет на выравнивание следует проверять несущую способность и устойчивость конструкций фундаментно-подвальной части зданий, воспринимающих сосредоточенную нагрузку от выравнивающих устройств, и глубину заложения фундаментов, включая проверку на устойчивость основания при передаче на него давления от выравнивающих устройств.

8.3 Особенности проектирования зданий на структурно-неустойчивых грунтах

8.3.1 Мероприятия по устранению просадочных свойств грунтов и уменьшению деформаций основания

8.3.1.1 В состав мероприятий по устранению просадочных свойств грунтов и уменьшению деформаций основания, сложенного такими грунтами должны входить:

глубинное уплотнение предварительным замачиванием нижних слоев грунта (в том числе глубинными взрывами), регулируемое замачивание, а также другие, проверенные на практике, методы;

прорезка толщи свайными фундаментами из забивных, набивных, буронабивных и других типов свай, а также столбами или лентами из грунта, закрепленного химическим, термическим или другими способами;

уплотнение грунта тяжелыми трамбовками или устройством грунтовой подушки, препятствующей замачиванию грунтов сверху;

применение фундаментов, устраиваемых в вытрамбованных котлованах;

глубинное уплотнение грунтовыми сваями;

8.3.1.2 Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием (в том числе глубинными взрывами) следует применять при просадочных толщах глубиной

свыше 8 м для устранения просадочности грунтов в нижних слоях толщи, снижения их деформативности и повышения несущей способности.

Здания и сооружения на основаниях, уплотненных предварительным замачиванием (в том числе глубинными взрывами), следует проектировать с учетом неравномерных осадок грунтов от внешней нагрузки и длительности времени их консолидации.

Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием (в том числе глубинными взрывами) должно применяться на вновь застраиваемых площадках. Для исключения влияния замачивания на существующие здания и сооружения безопасные расстояния от замачиваемой площади до них должны быть не менее:

- при наличии водоупора - трехкратной толщины слоя просадочных грунтов;
- при отсутствии водоупора - полуторной толщины слоя просадочных грунтов.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если существующие здания и сооружения возведены с полным устранением просадочных свойств грунтов или полной их прорезкой, указанные выше расстояния допускается уменьшать в 1,5 раза.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При расположении существующих зданий и сооружений от вновь возводимых на расстояниях, меньших вышеуказанных, уплотнение предварительным замачиванием должно выполняться после устройства противofильтрационной завесы, на соответствующих участках.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 При совмещении данного метода уплотнения с глубинными взрывами безопасные расстояния до существующих зданий и сооружений должны быть увеличены в соответствии с действующими нормами.

Регулируемое замачивание в грунтовых условиях I и II типов по просадочности с просадкой грунтов от собственного веса до 0,5 м следует применять для устранения просадочных свойств грунтов замачиванием их в процессе возведения зданий (сооружений) и уплотнением под воздействием внешней нагрузки и собственного веса грунта.

В грунтовых условиях I и II типов по просадочности с просадкой грунтов от собственного веса до 0,5 м следует применять одностадийное замачивание в процессе возведения объекта. При просадке грунтов от собственного веса свыше 0,5 м замачивание следует осуществлять в две стадии: первая — до возведения здания (сооружения), вторая — в процессе его возведения.

При одностадийном замачивании здания (сооружения) следует проектировать с учетом неравномерных осадок замоченного грунта под действием внешней нагрузки, а в грунтовых условиях II типа по просадочности — на деформационное воздействие неравномерного оседания грунтов от собственного веса.

При двухстадийном замачивании здания (сооружения) следует проектировать с учетом неравномерных осадок от внешней нагрузки, исходя из условия завершения оседания грунтов от собственного веса в период предварительной стадии замачивания.

8.3.1.3 Свайные фундаменты на просадочных грунтах следует проектировать с полной прорезкой всех слоев просадочных и других видов грунтов, прочностные характеристики которых снижаются при замачивании. Опирающие концы свай следует, как правило, предусматривать в малосжимаемые грунты (скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, плотные и средней плотности песчаные и пылевато-глинистые).

Допускается применять висячие сваи при условии полной прорезки просадочных грунтов в тех случаях, когда сваи-стойки нельзя устраивать из-за отсутствия на

необходимой глубине скальных или малосжимаемых грунтов. Здания (сооружения) следует проектировать в этих случаях с учетом неравномерных осадок свайного фундамента, вызванных силами отрицательного трения по боковой поверхности свай при подъеме уровня подземных вод или при замачивании грунтов из внешнего источника под частью здания (сооружения).

8.3.1.4 Полное или частичное устранение просадочных свойств грунтов в верхней части просадочной толщи уплотнением тяжелыми трамбовками рекомендуется применять в сочетании с водозащитными и конструктивными мероприятиями.

Уплотнение тяжелыми трамбовками грунтов со степенью влажности $S_r \leq 0,7$ и плотностью $\rho_d \leq 1,55 \text{ т/м}^3$ производится в целях:

устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей или части деформируемой зоны основания;

создания в основании здания (сооружения) сплошного маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию нижележащих просадочных грунтов;

повышения плотности, прочностных характеристик и уменьшения сжимаемости грунтов при последующем их водонасыщении.

Для устранения влияния динамических воздействий на существующие здания и сооружения уплотнение тяжелыми трамбовками массой до 5 т следует применять при расположении уплотняемой площади на расстоянии от зданий и сооружений:

- находящихся в удовлетворительном состоянии и не имеющих трещин в стенах - не менее 10 м;

- имеющих трещины в стенах, а также от инженерных коммуникаций, выполненных из чугунных, керамических, асбестоцементных и железобетонных труб - 15 м.

При более тяжелых трамбовках безопасные расстояния должны быть соответственно увеличены.

8.3.1.5 Устройством грунтовых подушек следует предусматривать замену просадочного грунта в пределах всей или части деформируемой зоны основания местным глинистым грунтом, послойно уплотненным укаткой или трамбовкой.

Грунтовые подушки следует устраивать:

при степени влажности просадочных грунтов в основании фундаментов $S_r > 0,7$ для создания в основании фундаментов уплотненного слоя большей толщины, чем при уплотнении тяжелыми трамбовками;

при расположении строительной площадки на расстоянии, менее допустимого по условиям безопасности окружающей застройки при применении тяжелых трамбовок;

при отсутствии механизмов для использования тяжелых трамбовок.

Допускается устройство двухслойного основания, включающего толщу грунта уплотненного тяжелыми трамбовками, и грунтовой подушки.

8.3.1.6 При устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах глубина трамбования обычно составляет 0,6 - 3 м. Трамбовка, имеющая форму фундамента, падает по направляющей штанге с высоты 4- 8 м. После вытрамбовывания котлован заполняется враспор монолитным бетоном или устанавливается сборный фундамент, имеющий близкие к котловану форму и размеры.

При вытрамбовывании вокруг котлована образуется уплотненная зона, в пределах которой повышается плотность грунта и устраняются его просадочные свойства.

ПРИМЕЧАНИЕ За уплотненную зону следует принимать массив грунта, в пределах которого плотность сухого грунта составляет более $1,55 \text{ т/м}^3$.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах подразделяются:

- по глубине заложения: мелкого заложения при $d_p / b_m \leq 1,5$ и удлиненные при $d_p / b_m > 1,5$ (где d_p и b_m – глубина заложения и средняя ширина фундамента);
- по способу устройства: без уширения основания с плоской или заостренной подошвой и с уширением основания.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах следует применять на просадочных грунтах с числом пластичности $I_p > 0,03$, при плотности сухого грунта $\rho_d \leq 1,6 \text{ т/м}^3$; степени влажности $S_r \leq 0,75$ для фундаментов неглубокого заложения и $S_r \leq 0,65$ - для удлиненных фундаментов.

Применение фундаментов в вытрамбованных котлованах в грунтах II типа по просадочности допускается:

- при условии, если суммарная величина просадки грунта от собственного веса и осадки фундамента от нагрузки не превышает предельно допустимых величин для проектируемых зданий и сооружений;
- для производственных и складских одноэтажных зданий с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам, и нагрузкой на отдельный фундамент до 400 кН при максимальной величине просадки грунта от собственного веса до 0,2 м и при условии применения комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий.

Целесообразно применять следующие виды фундаментов в вытрамбованных котлованах:

- столбчатые - для каркасных промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий при вертикальной нагрузке на них до 2000 кН;
- ленточные прерывистые и столбчатые - для бескаркасных жилых и промышленных зданий при нагрузке до 300 кН/м.

Фундаменты с уширенным основанием рекомендуется применять при нагрузках свыше 500 - 800 кН.

Допустимое расстояние от зданий и сооружений при трамбовании трамбовкой массой 3 - 6 т следует принимать:

- от зданий и сооружений, не имеющих трещин в стенах, - не менее 10 м;
- от зданий и сооружений с трещинами в стенах, а также от инженерных коммуникаций, выполненных из чугунных, керамических, асбестовых и железобетонных труб, - не менее 15 м.

При массе трамбовок менее 3 т указанные расстояния могут быть уменьшены в 1,5 раза.

8.3.1.7 Способ глубинного уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями заключается в пробивке скважин, которые заполняют грунтом, создавая вокруг них уплотненные зоны.

Скважины располагают на определенных расстояниях l , обеспечивающих смыкание зон и образование массива уплотненного грунта толщиной, превышающей на $2,5d$ (d - диаметр скважин) глубину проходки скважин.

За счет частичного выпора грунта верхняя часть массива, называемая буферным слоем, разуплотняется, поэтому перед устройством фундаментов этот слой необходимо снимать или доуплотнять.

Глубинное уплотнение просадочных грунтов грунтовыми сваями выполняется с целью:

- устранения просадочных свойств грунтов в пределах просадочной толщи;
- создания в основании зданий и сооружений сплошного маловодопроницаемого экрана из уплотненного грунта;
- устройства противofiltrационных завес из уплотненного грунта.

Область применения способа уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями следует определять с учетом инженерно-геологических условий участков строительства, влияния динамических и взрывных воздействий на близ расположенные существующие здания и сооружения, конструктивных особенностей возводимых зданий в сооружениях.

Способ уплотнения грунтовыми сваями целесообразно применять при толщине слоя просадочного грунта от 10 до 24 м, влажности грунтов, близкой к оптимальной, степени водонасыщения грунтов $S_r < 0,75$, отсутствии слоев и прослоек пылевато-глинистых грунтов, песков, линз переувлажненного грунта, верховодки.

Параметры глубинного уплотнения просадочных грунтов (число грунтовых свай, расстояния между ними, глубина, размеры и т.д.) должны назначаться из условия достижения такой плотности грунтов основания, при которой полностью устраняется просадка от собственного веса и от нагрузки, передаваемой фундаментами. Размеры уплотняемой площади в плане должны обеспечивать несущую способность уплотненного массива и подстилающего его грунта при возможной просадке окружающего грунта природного сложения.

Средняя плотность сухого грунта в уплотненном массиве должна составлять на площадках с грунтовыми условиями по просадочности:

I типа - $1,65 \text{ т/м}^3$;

II типа - в пределах верхнего слоя на глубину до H_{sl} - $1,65 \text{ т/м}^3$, а ниже - $1,7 \text{ т/м}^3$.

При применении грунтовых свай для устройства противofiltrационной завесы плотность сухого грунта должна быть не менее $1,75 \text{ т/м}^3$.

Уплотнение грунтовыми сваями следует выполнять на площадках с грунтовыми условиями по просадочности:

I типа - в пределах всей глубины деформируемой зоны $h_{sl,p}$, а при $h_{sl,p} > H_{sl}$ в пределах величины просадочной толщи H_{sl} ;

II типа - на всю величину просадочной толщи.

Отметка низа грунтовых свай следует принимать на 1 м выше проектной глубины уплотнения.

Скважины необходимо заполнять местным пылевато-глинистым грунтом оптимальной влажности с уплотнением до средней плотности сухого грунта не менее $1,75 \text{ т/м}^3$.

При применении грунтовых свай для устройства противофильтрационных завес засыпку скважин следует выполнять суглинками или глинами.

8.3.2 Водозащитные мероприятия при строительстве на просадочных грунтах

8.3.2.1 При строительстве зданий (сооружений) на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности следует предусматривать водозащитные мероприятия с целью предотвращения или снижения вероятности замачивания грунтов основания и развития неравномерных осадок и просадок грунтов, контроля за состоянием водонесущих сетей и для возможности их осмотра и ремонта.

8.3.2.2 В состав водозащитных мероприятий должны входить:

- компоновка генерального плана;
- вертикальная планировка застраиваемой территории;
- устройство под зданиями маловодопроницаемых экранов из уплотненного грунта (при строительстве с комплексом мероприятий);
- качественное уплотнение обратной засыпки пазух котлованов и траншей;
- устройство отмосток по наружному периметру зданий (сооружений);
- прокладка наружных и внутренних водонесущих коммуникаций с учетом предотвращения возможности утечки из них воды в грунт и обеспечения контроля коммуникаций, их ремонта, сброса аварийных вод.

8.3.2.3 При компоновке генеральных планов следует принимать меры по сохранению естественных условий стока поверхностных вод. При этом пересечение линий стока поверхностных вод по всей их длине под зданиями и сооружениями не допускается.

При составлении генеральных планов потенциально подтопляемых строительных объектов с мокрым технологическим процессом следует их располагать в пониженных частях рельефа застраиваемой площадки на расстояниях не менее:

- полуторной величины просадочной толщи при наличии ниже ее дренирующего слоя;
- трехкратной величины просадочной толщи при маловодопроницаемом подстилающем слое.

8.3.2.4 Выполнение планировки застраиваемой площадки строительства должна осуществляться с использованием путей естественного стока атмосферных вод. При этом планировка всей площадки под одну отметку с подсыпкой грунта на высоту, при которой I тип грунтов по просадочности может перейти во II тип, не допускается.

В качестве планировочных насыпей на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности использование сыпучих грунтов, строительного мусора и других дренирующих материалов не допускается.

8.3.2.5 В пределах застраиваемой площадки строительства все виды поверхностных вод должны отводиться за ее пределы через постоянно действующую ливнесточную сеть, которая должна обеспечивать пропуск наибольшего расхода ливневых вод.

8.3.2.6 В случае расположения строительной площадки на склоне, она должна быть отгорожена от поверхностных вод нагорной канавой и выпусками для сброса ливневых вод за пределы застраиваемой территории с уклоном не менее 0,005. При этом сечение нагорной канавы должно обеспечивать пропуск наибольшего расчетного расхода ливневых вод.

8.3.2.7 В условиях предгорных районов площадки строительства следует планировать отдельными террасами с соблюдением следующих требований:

- откосы террас должны иметь крутизну не менее 1:1;
- планировка отдельных террас должна исключать возможность стока атмосферных вод по склону;
- откосы должны быть одернованы или засажены многолетними травами;
- сброс атмосферных вод по откосам допускается только по быстротокам, обеспечивающим спокойное передвижение воды без размыва грунта по кюветам.

8.3.2.8 Под фундаментами зданий (сооружений), возводимых на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности следует устраивать сплошные маловодопроницаемые экраны из уплотненного местного лессового грунта с уширением их в каждую сторону от наружных граней фундаментов не менее 1 м.

Полная прорезка маловодопроницаемых экранов под зданиями траншеями для коммуникаций по глубине более 1/3 их толщины не допускается. При этом толщина экрана ниже дна траншеи должна быть не менее 1,5 м для зданий и сооружений с мокрым технологическим процессом, а также зданий повышенной этажности и 1 м - для остальных зданий и сооружений.

8.3.2.9 Для выполнения обратных засыпок котлованов у фундаментов и траншей под коммуникациями следует использовать местные грунты: лессовидные суглинки, глины, а при отсутствии их - супеси.

При этом грунт в обратные засыпки должен отсыпаться с оптимальной влажностью отдельными слоями и уплотняться до плотности сухого грунта не менее $1,6 \text{ т/м}^3$. Толщину отсыпаемых слоев следует назначать в соответствии с уплотняющей способностью применяемых грунтоуплотняющих механизмов.

8.3.2.10 Каждое здание, возводимое на просадочных грунтах, должно снабжаться, устраиваемыми вокруг него, широкими водонепроницаемыми отмостками. Для зданий и сооружений, возводимых на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности, ширина отмостки должна быть не менее 2 м и перекрывать пазухи.

При строительстве на площадках с грунтовыми условиями I типа по просадочности, а также при полном устранении просадочных свойств грунтов или их прорезке на площадках с грунтовыми условиями II типа ширину отмосток следует принимать 1,5 м.

При проектировании следует учесть, что отмостки по периметру зданий должны иметь подготовку из местного уплотненного грунта толщиной не менее 0,15 м. Отмостки следует устраивать с уклоном в поперечном направлении не менее 0,03. При этом отметка бровки отмостки должна превышать планировочную не менее чем на 0,05 м. Таким образом вода, попадающая на отмостку, должна поступать беспрепятственно в ливнесточную сеть или лотки.

8.3.2.11 Располагаемые внутри жилых и гражданских зданий трубопроводы (самотечные и напорные) рекомендуется прокладывать выше уровня пола подвального этажа или технического подполья с тем, чтобы они были доступны для осмотра и ремонта.

В промышленных зданиях трубопроводы следует размещать в водонепроницаемых каналах, которые следует выполнять либо непроходного сечения, но со съёмным перекрытием, либо полупроходного сечения с несъёмным перекрытием. При этом дно каналов необходимо выполнять с уклоном не менее 0,02 в сторону выпуска аварийных вод в контрольные колодцы.

8.3.2.12 Для прокладки вводов водопровода и теплосетей в здание, а также выпусков канализации и водостока следует использовать каналы со съёмным перекрытием. При этом укладка труб в глухих футлярах не допускается. Такие каналы целесообразно выполнять из одного железобетонного лотка и укладывать с уклоном не менее 0,02 в сторону от здания.

Используемые для прокладки вводов водопровода и теплосетей, а также выпусков канализации и водостоков каналы, должны герметично примыкать к фундаментам здания и выполняться с учетом неравномерной просадки канала и фундамента.

Необходимое значение длины канала от обреза фундамента здания должна приниматься в зависимости от толщины слоя просадочных грунтов и диаметров трубопроводов по Таблице 8.2.

При проектировании зданий и сооружений вводы водопровода и теплосетей, а также выпуски канализации и водостоков следует располагать вне углов и мест сопряжения капитальных стен. При этом минимальный разрыв в свету между трубой и фундаментом параллельных ей стен рекомендуется принимать не менее 1 м.

8.3.2.13 В фундаментах или стенах подвалов проектируемых зданий должны быть предусмотрены отверстия или проемы для прокладки вводов и выводов коммуникаций. При этом расстояния от верха трубы до верха отверстия или проема должны быть равными 1/3 расчетной величины просадки оснований здания. Расстояние от низа трубы до подошвы фундаментов должно быть не менее 0,5 м. Стояки внутренних трубопроводов необходимо снабжать линейными компенсаторами. Величина линейного перемещения должна быть не менее 1/3 возможной величины просадки.

8.3.2.14 Для проектируемых зданий в целях контроля за утечкой воды из трубопроводов внутренних сетей и трубопроводов, проложенных в каналах вводов и выпусков, а также для обнаружения аварийных вод следует в конце каналов предусматривать устройство контрольных колодцев, диаметр которых принимается равным 1 м. Днище колодцев и стенки их на высоту 1,5 м от дна колодца следует выполнять водонепроницаемыми. Расстояние от дна канала до дна колодца должно быть не менее 0,7 м. Контрольные колодцы на выпусках канализации и водостоков совмещать со смотровыми колодцами не разрешается. Совмещение допускается только на вводах водопровода и теплосетей. Аварийные воды из контрольных колодцев следует откачивать или по уклону самотеком они должны поступать на незастраиваемые участки. Контрольные колодцы рекомендуется оборудовать автоматической сигнализацией о появлении воды.

Таблица 8.2 – Зависимость длины каналов от мощности просадочных грунтов и диаметра труб

Толщина слоя просадочного грунта, м	Длина каналов, м, при диаметре труб, м, равном		
	до 100	100-300	более 300
До 12	5	7,5	10
Более 12	7,5	10	15

8.3.2.15 При проектировании следует учесть, что вводы водопроводов и теплосетей, а также выпуски канализации и водостоков, расположенные ниже пола, должны

присоединяться к внутридомовым сетям в водонепроницаемых приемках, доступных для обслуживания. Глубина приемка должна соответствовать отметке дна котлована для выпуска. При этом сопряжение лотков с фундаментами и с контрольными колодцами должно обеспечивать самотечное поступление аварийной воды из приемка в контрольный колодец.

8.3.2.16 При проектировании зданий иметь ввиду, что трубопроводы, прокладываемые через осадочные швы, следует предохранять от разрушения при различной осадке или смещении отдельных отсеков здания в случае аварийного замачивания грунтов основания. Для этого отверстия в местах осадочных швов необходимо назначать с зазором по высоте согласно п.8.3.2.13, а также предусматривать в местах осадочных швов компенсаторы на всех видах трубопроводов.

При пересечении осадочных швов трубопроводы необходимо заключать в футляры из труб большего диаметра для предохранения шва от попадания в него воды в случае аварии на трубопроводе. Футляры должны выступать за внутренние грани фундамента на 0,1 м.

8.3.2.17 В зданиях и сооружениях, запроектированных с применением комплекса мероприятий, полы необходимо устраивать водонепроницаемыми. При этом грунт в основании полов выше маловодопроницаемого экрана должен уплотняться до плотности сухого грунта не ниже $1,6 \text{ т/м}^3$. Для возможности стока аварийных вод полы следует делать с уклоном 0,005 - 0,01 к приемкам. В местах сопряжения полов со стенами следует делать плинтусы на высоту 0,1 - 0,2 м.

8.3.2.18 Для зданий возводимых на просадочных грунтах систему отопления следует проектировать так, чтобы подводки к нагревательным приборам не пересекали осадочных швов здания. При соответствующем технико-экономическом обосновании рекомендуются секционные системы отопления для каждого отсека здания, отделенного осадочными швами. Наиболее целесообразно применять такие системы при транзитной прокладке теплосетей через технические подполья жилых домов.

8.3.2.19 Предназначенные для поливки территории вокруг здания поливочные краны водопровода должны располагаться в наружных стенах здания на высоте 0,35 - 0,60 м от уровня планировки. При этом для предохранения от попадания под фундамент здания воды, просачивающейся через кран, под поливочными кранами должен устраиваться водонепроницаемый желоб шириной 0,20 - 0,25 м, обеспечивающий отвод воды от здания через отмостку в ливнесточную сеть.

8.3.2.20 Для отвода атмосферных осадков с кровли следует использовать организованные наружные или внутренние водостоки. При этом отвод воды из системы внутренних или наружных водостоков следует осуществлять в наружные ливневые и другие сети. Отвод воды из системы водостоков в систему хозяйственно-бытовой канализации и устройство открытых водосточных выпусков не допускается.

8.3.2.21 При проектировании жилых и гражданских зданий на просадочных грунтах II типа по просадочности наружную прокладку санитарно-технических коммуникаций следует осуществлять совмещенной в проходных каналах.

8.3.2.22 При проектировании и устройстве наружных сетей водопровода, канализации и теплофикации следует принять меры для обеспечения полного устранения возможности утечки воды из этих сетей и попадания ее в грунт.

В проектах в целях своевременного обнаружения утечек воды в случаях аварии на линиях напорных и самотечных трубопроводов необходимо предусмотреть устройства для систематического контроля за утечкой воды в процессе эксплуатации и быстрого устранения утечек.

8.3.2.23 В проектах при траншейной прокладке водопроводных и канализационных сетей минимальные расстояния в плане от наружных поверхностей труб до граней фундаментов следует принимать в соответствии с Таблицей 8.2. При невозможности соблюдения указанных в Таблице 8.2 расстояний прокладка трубопроводов должна предусматриваться в водонепроницаемых каналах или поддонах с обязательным устройством выпусков аварийных вод из каналов в контрольные устройства.

8.3.2.24 Монтаж запорных устройств трубопроводов, температурных компенсаторов теплофикационных сетей и т.п. следует производить в водонепроницаемых контрольных колодцах.

8.3.2.25 В целях наблюдения за утечкой воды из трубопроводов необходимо предусматривать контрольные устройства, в качестве которых на водопроводных сетях используются водопроводные сетевые колодцы. При этом на водоводах должны устраиваться контрольные колодцы на расстояниях не более чем через 250 м. Вместо контрольных колодцев допускается устройство выпусков с удалением аварийных вод в пониженные места рельефа местности.

8.3.2.26 Вид материала труб для сетей водопровода и канализации при их траншейной прокладке должен приниматься в зависимости от возможной величины просадки грунта от собственного веса и назначения водовода. При величине просадки грунта от собственного веса до 0,4 м рекомендуется применять трубы:

- для напорных трубопроводов - железобетонные напорные, асбестоцементные, полиэтиленовые;
- для самотечных трубопроводов - железобетонные, асбестоцементные безнапорные, керамические.

При величине просадки грунта от собственного веса свыше 0,4 м рекомендуется применять трубы:

- для напорных трубопроводов - полиэтиленовые, чугунные, стальные;
- для самотечных трубопроводов - железобетонные, асбестоцементные, напорные керамические диаметром до 250 мм.

При этом стыковые соединения чугунных, железобетонных и асбестоцементных труб должны выполняться с помощью резиновых уплотнителей.

8.3.2.27 В проектах при траншейной прокладке напорных и самотечных трубопроводов дно траншей следует уплотнять на глубину 0,2 - 0,3 м.

При этом прямки под стыковые соединения целесообразно выполнять вытрамбовыванием котлованов.

8.3.3 Конструктивные мероприятия при строительстве на просадочных грунтах

8.3.3.1 Конструктивные мероприятия следует применять при строительстве зданий и сооружений на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности с использованием комплекса мероприятий, включающего также уплотнение грунтов в пределах деформируемой зоны и водозащитные мероприятия.

Назначение конструктивных мероприятий должно осуществляться на основании результатов расчета конструкций зданий и сооружений на неравномерные просадки грунтов оснований и выполняться по следующим трем основным направлениям (группам):

- повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений;
- увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких или податливых конструкций;
- обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных неравномерных просадках грунтов оснований.

8.3.3.2 При проектировании зданий и сооружений выбор одной из вышеуказанных направлений (групп) мероприятий или их сочетания должен производиться в зависимости от конструктивных особенностей зданий и сооружений, их технологического назначения и условий эксплуатации.

8.3.3.3 С учетом конструктивных особенностей и чувствительности к неравномерным деформациям грунтов оснований здания и сооружения условно классифицируются на:

- *жесткие*, малочувствительные к неравномерным деформациям грунтов, которые оседают как одно пространственное целое, равномерно или с креном, и в которых возникающие дополнительные усилия от неравномерных деформаций оснований полностью воспринимаются конструкцией (например, дымовые трубы, монолитные железобетонные силосы, водонапорные башни и т.п.);

- *относительно жесткие*, чувствительные к неравномерным деформациям грунтов оснований, состоящие из жестко связанных между собой элементов, взаимное смещение которых приводит к значительным дополнительным усилиям в конструкциях при отсутствии в них запасов по прочности (например, все жилые и гражданские здания, многоэтажные и некоторые типы одноэтажных промышленных зданий и т.п.);

- *податливые и гибкие конструкции*, элементы которых шарнирно связаны между собой и взаимное смещение которых вследствие неравномерных деформаций грунтов оснований не приводит к существенным дополнительным усилиям в конструкциях (например, одноэтажные промышленные здания с разрезными конструкциями; эстакады с шарнирным соединением верха колонн и т.п.). Податливые и гибкие конструкции зданий в зависимости от гибкости обычно являются чувствительными к неравномерным осадкам грунтов.

8.3.3.4 Здания и сооружения, проектируемые на просадочных грунтах подразделяются на:

- оборудованные технологическими устройствами, влияющими на их нормальную эксплуатацию (например, лифтами, мостовыми кранами и т.п.);

- не оборудованные специальными технологическими устройствами (например, жилые и гражданские здания высотой до 5 этажей и т.п.).

8.3.3.5 Мероприятия *первой группы*, направленные на повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений, следует применять для относительно жестких зданий и сооружений.

Мероприятия второй группы, направленные на увеличение податливости зданий и сооружений, следует применять для податливых и гибких зданий.

Мероприятия третьей группы целесообразно применять в сочетании с мероприятиями первой или второй группы для зданий и сооружений, оборудованных специальными технологическими устройствами с целью обеспечения нормальной эксплуатации этих устройств при возможных неравномерных просадках грунтов в основаниях, а в случаях необходимости восстановления их нормального эксплуатационного положения.

8.3.3.6 Принимаемые при проектировании мероприятия по повышению прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений должны включать:

- разрезку зданий и сооружений осадочными швами на отдельные отсеки;
- устройство железобетонных поясов или армированных швов;
- изменение вида и степени армирования отдельных железобетонных элементов;
- усиление прочности стыков между отдельными элементами конструкций;
- устройство жестких горизонтальных диафрагм из сборных железобетонных элементов;
- усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

8.3.3.7 Здания и сооружения, возводимые в условиях просадочных грунтов следует проектировать в плане такой конфигурации, при которой обеспечивается возможность их разрезки осадочными швами на отдельные достаточно жесткие и прочные самостоятельные отсеки прямоугольной формы.

При этом осадочные швы следует располагать в местах резкого изменения высоты и нагрузок на фундаменты, изменения толщины слоя просадочных грунтов и конструкции фундаментов, у поперечных стен и т.п.

Величина расстояния между осадочными швами (длина отсека) должна назначаться по расчету конструкции на изгиб и ориентировочно приниматься равным для жилых, гражданских и промышленных многоэтажных зданий 20 - 40 м, а для промышленных одноэтажных зданий 40 - 80 м.

8.3.3.8 При проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах принятая конструкция осадочных швов должна обеспечивать возможность вертикальных и горизонтальных независимых перемещений примыкающих отсеков.

При этом в местах устройства осадочных швов следует предусмотреть парные стены или колонны.

При проектировании осадочных швов необходимо учесть, чтобы они разделяли примыкающие отсеки зданий по всей высоте, включая кровлю и в отдельных случаях фундаменты. При одинаковых нагрузках на фундаменты допускается смежные стены ставить на общую фундаментную подушку.

8.3.3.9 Величина ширины осадочных швов должна назначаться по расчету на горизонтальные перемещения и наклоны примыкающих отсеков при просадках грунтов от собственного веса и приниматься равной:

на уровне фундамента (понизу) соответственно при $r \geq L$ и $0,5 \cdot L \leq r \leq L$

$$a_1 = \frac{\varepsilon \left(\frac{2 \cdot r \cdot L - L^2 - r^2}{2} \right)}{L}, \quad (8.8)$$

на уровне карниза (поверху)

$$a_t = \frac{2 \cdot a_l' + 2 \cdot S_{sl,g} \cdot h \cdot \eta_a}{r}, \quad (8.9)$$

$$a_l' = \varepsilon r^2 / 2L. \quad (8.10)$$

где ε - относительное горизонтальное перемещение, определяемое по формуле (7.19);

L - длина здания или отсека, см;

r - расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса, определяемая по формуле (7.17), см;

$S_{sl,g}$ - просадка грунта от собственного веса, определяемая по формуле (7.10), см;

h - высота здания от подошвы фундамента до уровня карниза, см;

η_a - коэффициент условий работы, учитывающий совместную работу конструкций здания

с грунтом основания, принимаемый равным при $r < L - \eta_a = \left(\frac{r}{l}\right)^2$ и при $r \geq L - \eta_a = 1$.

8.3.3.10 При проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах должно приниматься конструктивные мероприятия по повышению прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений;

Железобетонные пояса и армированные швы устраиваются для увеличения прочности стен и повышения общей жесткости зданий.

В крупнопанельных зданиях поэтажные пояса следует выполнять путем стыкования верхней арматуры панелей, расположенных в надпроемных перемычках.

В крупноблочных зданиях в качестве поэтажных поясов следует использовать поясные и перемычные блоки, соответствующим образом армируемые и соединяемые между собой при помощи сварки арматуры и последующего замоноличивания стыков.

В кирпичных зданиях поэтажные пояса должны совмещаться с надоконными и наддверными перемычками или устраиваться в виде армированных швов над перемычками.

8.3.3.11 Железобетонные пояса усиления должны быть выполнены непрерывными по всем несущим стенам в пределах здания или отсека, отрезанного осадочными швами, иметь равнопрочные соединения в местах сопряжения стен и в углах.

Такие пояса в многоэтажных зданиях целесообразно размещать под перекрытиями, а в одноэтажных - над оконными и дверными проемами.

Учитывая тот факт, что замачивание просадочных грунтов неизбежно и может происходить в любом месте основания, и, следовательно, изгиб зданий может проявляться с прогибом и выгибом, то и пояса соответственно следует располагать как в верхней, так и в нижней части стен.

8.3.3.12 Увеличение степени армирования отдельных железобетонных элементов должно осуществляться как путем увеличения диаметра арматуры, ее количества, так и изменения характера армирования. При этом должны сохраняться опалубка железобетонных элементов, порядок их монтажа и способ замоноличивания стыков.

8.5.8.13 Повышение прочности стыков между отдельными элементами конструкций достигается путем увеличения прочности закладных частей и сварных швов.

Рекомендуется во всех случаях сечение закладных частей и сварных швов между ними целесообразно принимать равнопрочными.

8.3.3.14 Применение жестких горизонтальных диафрагм из сборных железобетонных элементов позволяет обеспечить повышение общей жесткости многоэтажных зданий или их отдельных отсеков путем устройства прочных стыков между отдельными плитами перекрытий и покрытий. При этом стыки должны выполняться на сварке через закладные части по углам и через 2 - 3 м по длине плит.

В крупнопанельных и крупноблочных зданиях стыки между отдельными плитами целесообразно соединять с помощью накладок с подъемными петлями стен и блоков, а также с арматурой поясов.

8.3.3.15 В целях усиления фундаментно-подвальной части зданий и сооружений должно предусматриваться устройство ленточных монолитных или сборно-монолитных фундаментов под стены или колонны при шаге их до 6 м.

При этом усиление ленточных фундаментов должно осуществляться путем устройства двух поясов, расположенных в верхней и нижней частях. В качестве нижнего пояса целесообразно использовать монолитную фундаментную подушку, а верхнего - обвязочную цокольную балку. При применении фундаментной подушки из сборных плит нижний пояс делается по фундаментным плитам.

Железобетонные пояса усиления в фундаментах из крупных блоков могут быть монолитными и сборными, состоящими из отдельных элементов, стыкуемых путем сварки продольной арматуры с последующим замоноличиванием стыков.

В сборных фундаментах из крупных панелей в качестве поясов следует использовать усиленное армирование нижней и верхней частей панелей.

8.3.3.16 При проектировании зданий и сооружений в условиях просадочных грунтов должно приниматься конструктивные мероприятия по увеличению податливости зданий и сооружений за счет применения гибких и разрезных конструкций, которые должны включать:

- обеспечение гибкой связи между отдельными элементами конструкций;
- повышение площади опирания отдельных конструктивных элементов;
- увеличение устойчивости элементов конструкций при повышенных деформациях оснований;
- повышение влаго- и водонепроницаемости стыков между отдельными взаимоперемещающимися элементами конструкций.

8.3.3.17 При проектировании гибкой связи между отдельными элементами конструкций (например, между колоннами и фермами, балками, плитами и блоками и т.п.) следует учесть, что она должна выполняться с таким расчетом, чтобы обеспечивались:

- статическая устойчивость конструкций при действии на них вертикальных и горизонтальных нагрузок;
- взаимное смещение между отдельными элементами конструкций при возможных просадках и горизонтальных перемещениях грунтов в основании без появления в конструкциях дополнительных деформаций.

8.3.3.18 При проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах площади опирания отдельных конструктивных элементов (например, ферм и балок на колонны и стены, плит на фермы, балки и стены и т.п.) должны назначаться исходя из:

- возможных величин просадок и горизонтальных перемещений грунтов в основаниях;

- наличия гибких связей между отдельными конструктивными элементами;
- возможности передачи горизонтальных перемещений на стены, колонны, а также на жесткие горизонтальные диафрагмы, образуемые плитами покрытий и перекрытий и т.п.

8.3.3.19 Повышение устойчивости элементов конструкций при чрезмерных неравномерных вертикальных и горизонтальных деформациях грунтов в основаниях достигается путем постановки дополнительных связей между колоннами, фермами, балками и т.п. как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях.

8.3.3.20 Обеспечение влаго- и водонепроницаемости стыков между отдельными взаимоперемещающимися элементами конструкций должно быть направлено на сохранение коррозионной устойчивости элементов закладных частей и накладок стыков, а также болтов и анкеров, особенно при наличии агрессивных сред, и должно достигаться путем:

- покрытия закладных частей, накладок, болтов, анкеров стойкими красками;
- замоноличивания стыков водонепроницаемым бетоном при сохранении общей гибкости и податливости конструкции здания.

8.3.3.21 При проектировании зданий и сооружений в условиях просадочных грунтов должно приниматься конструктивные мероприятия по обеспечению нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных просадках и горизонтальных перемещениях грунтов в основаниях, которые должны включать:

- применение таких конструктивных решений отдельных узлов и деталей, которые позволяют в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов и т.п.;

- увеличение промежутков между отдельными конструкциями (например, зазоров между мостовыми кранами и элементами покрытия, размеров лифтовых шахт и т.п.), обеспечивающее восстановление нормальной эксплуатации оборудования.

8.3.3.22 При проектировании следует предусматривать возможность восстановления нормальной эксплуатации путей мостовых кранов, подверженных деформациям вследствие просадки грунтов в основаниях, которое должно осуществляться рихтовкой подкрановых рельс в горизонтальном направлении и подъемом подкрановых балок. В этих целях крепление рельс к подкрановым балкам должно выполняться на болтах, обеспечивающих рихтовку их на 40 - 60 мм в каждую сторону. Крепление подкрановых балок к опорным столикам колонн и стен также должно осуществляться на болтах, имеющих запас по длине на величину $1/3$ расчетной просадки грунта от его собственного веса. Рихтовка подкрановых балок должна выполняться путем их подъема с установкой на опорные столики стальных подкладок соответствующей высоты.

8.3.3.23 При проектировании следует предусматривать возможность восстановления нормального эксплуатационного положения путей порталных и козловых кранов путем рихтовки подкрановых рельс в горизонтальном и вертикальном направлениях с устройством в необходимых случаях подливки из цементного раствора и бетона под подкрановые рельсы. Конструкции путей порталных и козловых кранов должны рассчитываться на эксцентричную передачу нагрузки от кранов после просадки грунтов основания на величину до $1/3$ расчетной просадки грунта от его собственного веса.

8.3.3.24 При проектировании многоэтажных зданий следует учесть, что обеспечение нормальной эксплуатации лифтов в таких зданиях должно достигаться путем рихтовки лифтовых колонн на величину $1/3$ расчетной просадки грунтов оснований, для чего габариты лифтовых шахт должны быть соответствующим образом увеличены.

8.3.3.25 После просадки грунтов в основании промежутки между кранами и конструкциями покрытий для обеспечения рихтовки подкрановых путей должны иметь запас по высоте на величину $1/3$ расчетной просадки грунтов от собственного веса.

8.3.4 Мероприятия по устранению свойств набухания грунтов и уменьшению деформаций основания

8.3.4.1 При проектировании зданий и сооружений в условия набухающих грунтов, при значениях расчетных деформаций основания, сложенного такими грунтами, превышающих предельных или недостаточной несущей способности основания, должны предусматриваться следующие мероприятия:

- водозащитные мероприятия;
- предварительное замачивание основания в пределах всей или части толщи набухающих грунтов;
- применение компенсирующих песчаных подушек;
- полная или частичная замена слоя набухающего грунта ненабухающим;
- полная или частичная прорезка фундаментами слоя набухающего грунта.

8.3.4.2 При проектировании геотехнической части зданий и сооружений, в том числе оснований под отдельно стоящие установки или оборудование, возводимых на набухающих грунтах, следует учесть расчетную величину деформации (подъема), проявление которой наиболее вероятно при случайном, наиболее неблагоприятном замачивании грунта.

8.3.4.3 В целях заблаговременного устранения набухающих свойств грунтов способом предварительного замачивания отрывается котлован (или траншея) на глубину 0,1 - 0,3 м выше проектной отметки заложения подошвы фундамента. В котловане в шахматном порядке на расстоянии 2 - 4 м пробуриваются скважины диаметром 100 - 250 мм (глубиной на 0,5 м меньше, чем требуемая по проекту толщина слоя, подвергаемого замачиванию). Скважины заполняются на всю высоту гравием, щебнем или песчано-гравийной смесью. В пределах котлована по двум взаимно перпендикулярным направлениям устраиваются поверхностные марки через 3 - 5 м одна от другой. До начала замачивания определяют влажность грунта по глубине через 0,5 - 0,7 м не менее, чем по шести образцам с каждой глубины.

В ходе замачивания через 7 - 10 дней производят нивелирование марок. Замачивание прекращают, когда величина подъема поверхности составит 0,8 расчетной.

8.3.4.4 Глубину предварительного замачивания, толщину частично заменяемого слоя набухающего грунта или глубину частичной его прорезки следует назначать в зависимости от требуемого снижения деформаций от набухания.

8.3.4.5 При возведении фундаментов на предварительно замоченном основании из набухающих грунтов следует предусматривать устройство подушек из песка, щебня или гравия либо упрочнение верхнего слоя грунта связующими материалами (например, известью).

В расчетах оснований из набухающих грунтов после их предварительного замачивания следует использовать характеристики грунта в замоченном состоянии.

8.3.4.6 В случае применения компенсирующих песчаных подушек их следует устраивать на кровле или в пределах слоя набухающих грунтов при давлении, передаваемом на основание, не менее 0,1 МПа.

В качестве материала для устройства подушек применяются пески любой крупности, за исключением пылеватых, уплотняемые до плотности скелета не менее 1,6 т/м³.

Область применения компенсирующих песчаных подушек ограничена, их следует устраивать только под ленточные фундаменты, когда их ширина не превышает 1,2 м. Размеры подушки следует назначать согласно данным Таблицы 8.3.

Таблица 8.3 – Размеры компенсирующих песчаных подушек

Ширина фундамента b , м	Ширина подушки B , м	Высота подушки h , м
$0,5 \leq b \leq 0,7$	$2,4b$	$1,2b$
$0,7 < b \leq 1$	$2b$	$1,15b$
$1 < b \leq 1,2$	$1,8b$	$1,1b$

8.3.4.7 В целях уменьшения величины подъема фундамента на естественном основании из набухающих грунтов рекомендуется применение метода анкеровки фундамента с помощью свай, частично или полностью прорезающих набухающий слой. При этом нагрузка, передаваемая сооружением, воспринимается фундаментом и сваями. В этом случае должна обеспечиваться совместная работа системы фундамент - свая, а расчетные деформации (осадки, подъемы) этой конструкции не должны превышать предельных значений.

8.3.4.8 При применении мероприятий по полной или частичной замене слоя набухающего грунта ненабухающим замена набухающего грунта должна производиться местным ненабухающим грунтом, уплотняемым до заданной плотности. Строительство зданий в этом случае должно осуществляться как на обычных ненабухающих грунтах.

8.3.4.9 При выполнении работ нулевого цикла допускается использовать набухающие грунты для обратной засыпки пазух и траншей при условии, что горизонтальное давление, вызванное их увлажнением, окажется допустимым для данного сооружения, а возможная величина подъема грунта засыпки не приведет к ухудшению условий эксплуатации. Уплотнение грунтов должно производиться в соответствии с требованиями и методами, принятыми для устройства грунтовых подушек и обратных засыпок обычных грунтов.

8.3.5 Водозащитные мероприятия при строительстве на набухающих грунтах

При проектировании зданий (сооружений) в условиях набухающих грунтов следует предусматривать водозащитные мероприятия, которые должны служить для предотвращения локального подтопления (замачивания) грунтов основания атмосферными или производственными водами. В этих целях должны предусматриваться планировка территории, обеспечивающая надежный сток атмосферных вод в открытую

или закрытую ливнесточную канализацию. При этом отвод вод с кровли здания должен быть организованным. Необходимо предусматривать отмостки такой ширины, чтобы они перекрывали не менее чем на 0,4 м пазухи засыпанных котлованов. Отмостки должны иметь уклон не менее 3°. Вода с отмостки должна отводиться в специальные кюветы и далее в ливнесточную сеть. Вводы и выпуски водонесущих трубопроводов (канализация, водопровод и т.д.) должны выполняться в виде железобетонных лотков, соединяемых со смотровыми и контрольными колодцами. Внутри зданий стояки должны соединяться с водоводами в специальных приямках. Причем внутренние трубопроводы должны быть доступны для осмотра. В сооружениях, несущих воду (градирни, отстойники и т.д.), целесообразно предусматривать пластовый дренаж с выпуском воды из него в ливневую канализацию.

8.3.6 Конструктивные мероприятия при строительстве на набухающих грунтах

При проектировании зданий (сооружений) на набухающих грунтах в целях заблаговременного адаптирования их к неблагоприятным условиям строительства следует принимать конструктивно-защитные мероприятия, в том числе увеличение жесткости и прочности путем разбивки здания (сооружения) на отдельные отсеки осадочными швами. При этом отсек должен иметь правильную геометрическую форму в плане и одинаковую высоту. Увеличение прочности достигается использованием железобетонных непрерывных поясов толщиной не менее 0,15 м, устраиваемых по высоте каждого отсека в нескольких уровнях. Такие пояса усиления следует армировать каркасами, располагаемыми на уровне перекрытий или верха проемов и полностью перекрывающими наружные стены. Применение железобетонных поясов следует предусматривать при: частичной прорезке набухающих грунтов; частичной замене набухающего грунта ненабухающим; устройстве компенсирующих подушек; предварительном замачивании набухающих грунтов.

8.4 Общие указания по проектированию зданий и сооружений на структурно-неустойчивых грунтах с учетом особенности их конструктивных схем

8.4.1 Каркасные здания

8.4.1.1 Каркасные здания, возводимые на просадочных и набухающих грунтах, следует проектировать по податливым и комбинированным конструктивным схемам.

8.4.1.2 Допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании проектировать каркасные здания по жестким конструктивным схемам.

8.4.1.3 Конструктивные решения каркасных зданий следует выбирать в зависимости от расчетных величин деформаций земной поверхности, инженерно-геологических условий площадки строительства и эксплуатационных требований к объекту.

8.4.1.4 Многоэтажные каркасные здания следует проектировать в виде комбинированной конструктивной и связевой систем.

При выборе конструктивных систем многоэтажных каркасных зданий следует отдавать предпочтение каркасам с укрупненными сетками колонн.

8.4.1.5 Фундаменты многоэтажных каркасных зданий, выполненных на основе связевой схемы, следует проектировать в виде перекрестных лент, сечение которых необходимо определять расчетом на воздействия неравномерных деформаций основания.

8.4.1.6 Шарнирные узлы сопряжений элементов многоэтажных каркасных зданий допускается выполнять с опиранием ригелей на консоли колонн через связевые прокладки-компенсаторы.

8.4.1.7 Многоэтажные каркасные здания следует рассчитывать на воздействие крена, вызванного подработкой, по деформированной схеме, если продольные силы в стойках каркаса от расчетных нагрузок составляют свыше 10 % значения критической силы.

8.4.1.8 Расчетные схемы соответственно поперечных и продольных рам одноэтажных каркасных зданий следует выбирать в соответствии с Таблицей 8.4.

8.4.1.9 При проектировании одноэтажных каркасных производственных зданий следует, как правило, применять колонны с шагом 6 и 12 м.

Каркасы с колоннами шагом крайних рядов 6 м и средних 12—18 м с применением подстропильных конструкций допускается предусматривать на подрабатываемых территориях групп IV, III и IVк и на просадочных грунтах групп I—IV, II', III'.

8.4.1.10 При проектировании одноэтажных каркасных зданий не следует учитывать перемещения оснований фундаментов: вертикальные, если разность осадок фундаментов колонн при расчете на особое сочетание нагрузок не превышает значений, приведенных в Таблице Ж.1 (Приложение Ж), горизонтальные, если их значения не превышают значений предельных горизонтальных перемещений, приведенных в Таблице 8.5.

Таблица 8.4 - Данные для выбора расчетной схемы каркасных зданий

Группы подрабатываемых территорий	Группы условий строительства на просадочных грунтах	Номер чертежа	Соединения		Дополнительные мероприятия по обеспечению устойчивости здания
			колонн и ригелей	колонн и фундаментов	
А. Поперечные рамы					
IV; IVк; III	0; I; II; III, IV;	3,а	Шарнирно-неподвижное	Жесткое	-
II; I; IVк	II'; III'	3,б	То же	Для колонн средних рядов — жесткое, крайних — шарнирно-неподвижное	-
II; I; IVк	0; I; I'; II'; III'	3,в	Для группы колонн — шарнирно-неподвижное, для группы колонн шарнирно-подвижное	Жесткое	-

Таблица 8.4 - Данные для выбора расчетной схемы каркасных зданий
(продолжение)

I; IV; IIIк	0; I; I'; II'; III'	3,г	Шарнирно-неподвижное	Для колонн средних рядов — жесткое, крайних — шарнирно-неподвижное	Установка связей-распорок в одном уровне
IIк; Iк;	0	3,д	То же	Для колонн средних рядов — жесткое, крайних — шарнирно-неподвижное	То же, в двух уровнях
II; I; IVк	I'; II'	3,е	Шарнирно-неподвижное	Шарнирно-неподвижное	Установка в средней части здания вертикальных связей между колоннами и связей-распорок между фундаментами
Б. Продольные рамы					
IV; IVк; III	0; I; II; III, IV; I'	4,а	Шарнирно-неподвижное	Жесткое	То же
II; I; IV к	0; I; I'	4,б	То же	„	„
I; IIк; IIIк	0; I'	4,в	„		Установка в средней части здания вертикальных связей с применением линейно-подвижных соединений, а между фундаментами — связей-распорок в двух уровнях

ПРИМЕЧАНИЕ В зданиях с мостовыми кранами на подрабатываемых территориях групп Iк и частично IIк, а также на просадочных грунтах групп 0, I и II целесообразно предусматривать выравнивание каркаса.

8.4.1.11 В случаях, когда несущая способность колонн, опирающихся на отдельно стоящие фундаменты, недостаточна для восприятия усилий от деформаций земной поверхности, в дальнейшем усиление колонн или уменьшение длины отсеков нецелесообразно, следует предусматривать устройство между фундаментами связей-распорок в одном или двух уровнях.

Связи-распорки в двух уровнях целесообразно применять на просадочных грунтах групп I-0.

Для уменьшения в связях-распорках усилий от воздействия сдвижения грунта следует устраивать шов скольжения по площади контакта подошвы фундамента с бетонной подготовкой.

Если перечисленные мероприятия не обеспечивают требуемой несущей способности колонн, следует изменить конструктивную схему здания или предусмотреть устройство фундаментов в виде перекрестных балочных систем, сплошных железобетонных плит и т. д.

Таблица 8.5 - Предельные горизонтальные перемещения основания

Вид каркаса	Предельные горизонтальные перемещения оснований фундаментов	
	в плоскости рамы	в направлении связей
Из железобетонных колонн сечением площадью 0,15 м ²	0,002h	0,004h
То же, сечением площадью от 0,1 до 0,15 м ² включ.	0,004h	0,006h
Из стальных колонн	0,010h	0,020h
ПРИМЕЧАНИЕ За величину Н принимается высота колонн первого яруса рамы.		

8.4.1.12 Устойчивость одноэтажных каркасных зданий (отсеков) в поперечном направлении следует обеспечивать защемлением колонн в фундаментах. В продольном направлении по всем средним рядам колонн необходимо устраивать блоки жесткости с вертикальными связями между колоннами. В пределах блока жесткости фундаменты колонн необходимо связывать связями-распорками.

Допускается обеспечивать устойчивость каркасов одноэтажных зданий установкой специальных элементов жесткости (диафрагм, колонн увеличенного сечения, многоэтажных пристроек) по продольным и поперечным рядам колонн.

Для снижения усилий в вертикальных связях при неравномерных деформациях основания их следует выполнять с применением линейно-подвижных соединений, допускающих возможность перемещения колонн связевого блока при неравномерных осадках относительно связей.

Устойчивость многоэтажных зданий в поперечном и продольном направлениях следует обеспечивать защемлением колонн в фундаментах, устройством между колоннами вертикальных связей или выполнением жестких узлов соединений ригелей с колоннами.

Вертикальные связи, обеспечивающие пространственную устойчивость здания или его отсеков, следует группировать в пространственные блоки в средней части здания (отсека). Для обеспечения совместной работы каркаса и пространственных блоков необходимо, чтобы перекрытия имели достаточную жесткость в горизонтальной плоскости.

8.4.1.13 Предельные длину и ширину отсека каркасного здания следует определять в зависимости от расчетных величин деформаций земной поверхности.

Деформационные швы между отсеками следует проектировать в виде парных рам или шарнирно-подвижного опирания пролетных конструкций и перекрывать их компенсаторами с заделкой эластичным наполнителем (пороизолом, поролоном, макропористой резиной и т. п.) .

8.4.1.14 Для покрытий одноэтажных каркасных зданий следует, как правило, применять наиболее простые статически определимые конструкции.

8.4.1.15 Целесообразность применения неразрезных систем покрытий следует в каждом случае обосновывать статическим расчетом на неравномерные деформации основания.

8.4.1.16 Применение в качестве покрытий складчатых, тонкостенных пространственных конструкций (сводов-оболочек) и т.п. должно быть обосновано статическим расчетом с учетом воздействия неравномерных деформаций основания, динамических воздействий технологического оборудования, подвесных или мостовых кранов, необходимости (в отдельных случаях) выравнивания здания и других факторов.

8.4.1.17 Для защиты покрытий каркасных зданий от попадания воды при повреждениях кровли вследствие неравномерных деформаций основания в местах примыкания перекрытия к торцовым и продольным (при внутреннем водостоке) стенам следует устраивать в местах примыкания покрытий соседних пролетов компенсаторы (с теплоизоляцией на деформационных швах), а также проклеивать места установки компенсаторов и швы между плитами покрытия внутри гидроизоляционного ковра дополнительными полосами рубероида шириной 1 м.

8.4.1.18 В качестве ограждающих конструкций для каркасных зданий следует применять унифицированные крупноразмерные стеновые панели, обеспечивая их податливое крепление к элементам каркаса здания таким образом, чтобы нагрузки на ограждающие конструкции от деформирования каркаса были минимальными или совсем исключались.

Стеновые ограждающие конструкции следует закреплять в двух углах по горизонтали шарнирно-подвижно, а в двух других — шарнирно-неподвижно. Допускаемую разность осадок смежных колонн здания Δh следует определять по формуле

$$\Delta h = \frac{\Delta_n l}{H_n}, \quad (8.11)$$

где Δ_n — величина зазора между стеновыми панелями;

l — расстояние между осями смежных колонн;

H_n — высота стеновой панели.

8.4.1.19 При применении самонесущих каменных стен следует предусматривать их разрезку у колонн каркаса здания с опиранием на рандбалки и креплением к элементам каркаса. Внутренние стены, проходящие по осям каркаса здания, следует крепить к колоннам гибкими анкерами и предусматривать зазоры не менее 50 мм в местах примыкания к наружным стенам, плитам и ригелям и в местах пересечения их технологическими и санитарно-техническими трубопроводами.

8.4.1.20 Жесткие полы по грунту (бетонные, ксилолитовые и др.) необходимо проектировать с разрезкой их на карты со сторонами не более 6 м. Ширину шва между картами следует определять по формуле (8.8). Их следует заделывать эластичным заполнителем (битумной мастикой, пороизоловым жгутом и др.). Допускается использовать бетонный армированный пол в качестве связей-распорок. В этом случае его не следует разрезать на карты.

8.4.1.21 Стены лестничных клеток допускается использовать в качестве блоков жесткости, обеспечивающих пространственную устойчивость здания (отсека).

Размеры проемов в перекрытиях под оборудование и коммуникации следует назначать с учетом их возможных взаимных смещений в горизонтальной плоскости.

8.4.1.22 В производственных зданиях в качестве подъемно-транспортных средств следует отдавать предпочтение подвесному и напольному подъемно-транспортному

оборудованию. Для обеспечения нормальной работы кранов следует предусматривать возможность рихтовки подкрановых конструкций, регулировки подвесок.

8.4.1.23 В зданиях с мостовыми кранами следует применять разрезные подкрановые балки.

В местах разделения здания на отсеки следует предусматривать консольное опирание подкрановых балок или устройство специальных балок-компенсаторов, деформационную способность которых следует определять в зависимости от ожидаемой величины деформационного шва.

8.4.1.24 Габариты приближения кранов к элементам здания необходимо назначать с учетом возможных рихтовок крановых путей. Допускается увеличение высоты надкрановой части колонны или применение металлических подкрановых балок с пониженной опорной частью.

8.4.1.25 Величина наклона подкранового пути мостовых кранов, вызванного деформациями земной поверхности, не должна превышать следующие предельные значения:

в поперечном направлении $i = 4 \cdot 10^{-3}$;

продольном $i = 6 \cdot 10^{-3}$.

Необходимую степень рихтовки путей и габариты приближения кранов следует определять исходя из расчетных деформаций земной поверхности и предельных значений наклонов подкрановых путей.

После окончания активной стадии сдвижения земной поверхности подкрановые пути должны быть отрихованы в соответствии с Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов.

8.4.2 Бескаркасные здания

8.4.2.1 Бескаркасные здания на просадочных инабухающих грунтах следует проектировать по жестким или комбинированным конструктивным схемам, не допускающим прогрессирующего обрушения частей зданий при повреждении отдельных несущих конструкций:

с продольными несущими стенами и поперечными диафрагмами жесткости (стены лестничных клеток, лифтовых шахт и др.);

с поперечными и продольными несущими стенами.

ПРИМЕЧАНИЕ Надземную часть бескаркасных жилых и общественных зданий следует проектировать по жесткой конструктивной схеме.

8.4.2.2 Несущие стены зданий следует располагать, как правило, симметрично относительно продольной и поперечной осей зданий и обеспечивать равномерное распределение жесткостей по длине и ширине здания.

Поперечные стены следует проектировать сквозными на всю ширину здания. В случае если по планировочным требованиям нарушается сквозное расположение поперечных стен, необходимо предусматривать устройство их связи с внутренней продольной стеной, которое должно обеспечивать совместную работу продольных и

поперечных стен как единой перекрестной системы. При этом смещение поперечных стен допускается на величину (в осях) не более 0,6 м.

Величина смещения продольных стен допускается не более 1,8 м, при этом место излома продольных стен должно быть связано с поперечными несущими стенами.

8.4.2.3 Конструкции бескаркасных зданий, в том числе зданий со встроенными помещениями, следует проектировать как элементы единой пространственной системы для восприятия усилий от приходящихся на них нагрузок и воздействий неравномерных деформаций основания. С этой целью необходимо предусматривать:

устройство замкнутых фундаментного и цокольного поясов по всем наружным и внутренним стенам;

устройство в крупноблочных и кирпичных зданиях поэтажных железобетонных поясов, располагаемых в уровне перемычек или перекрытий по всем наружным и внутренним стенам, а в панельных зданиях — поэтажных поясов, совмещенных с конструкциями наружных и внутренних стеновых панелей;

соединение конструкций фундаментов с надфундаментными конструкциями с вертикальными связями;

соединение панелей перекрытий между собой и с несущими стенами, а также заливку швов между панелями цементным раствором марки 100.

В панельных зданиях допускается совмещение фундаментного и цокольного поясов с конструкциями цокольных железобетонных панелей.

8.4.2.4 Типовые проекты зданий должны предусматривать общие объемно-планировочные и конструктивные решения надземной части. Конструктивные решения подземной части следует разрабатывать в нескольких вариантах применительно к различным условиям строительства.

8.4.2.5 Деформационные швы в бескаркасных зданиях следует предусматривать в виде парных поперечных стен. Толщина стен должна отвечать теплотехническим требованиям, предъявляемым к зданиям в зависимости от расчетной температуры наружного воздуха.

8.4.2.6 В крупнопанельных зданиях стыки между элементами следует выполнять одним из следующих способов:

в виде шпонок со сваркой арматурных выпусков и замоноличиванием шпонок бетоном;

сваркой стальных закладных деталей, приваренных к рабочей арматуре;

соединением скобами петлевых выпусков с последующим замоноличиванием.

Сечение соединительных элементов в стыках между элементами стен следует определять расчетом.

В горизонтальных стыках панелей следует предусматривать швы из цементного раствора марки не ниже 100.

Стальные закладные детали и соединительные элементы в стыках должны быть защищены от коррозии.

8.4.2.7 В каменных зданиях углы и пересечения стен следует армировать сетками с ячейками размером $0,07 \times 0,07$ м из арматуры диаметром 4 — 6 мм, укладываемыми в горизонтальных швах по высоте элемента через 1 м и заделываемыми в каждую сторону от пересечений осей стен на 1,2—1,5 м.

Глубина опирания панелей перекрытий и покрытий на несущие стены панельных зданий должна быть не менее 0,12 м.

8.4.2.8 Конструкции, ослабленные каналами, штрабами, нишами, должны быть усилены установкой дополнительной арматуры в соответствии с расчетом или конструктивными требованиями.

8.4.2.9 Конструкции фундаментно-подвальной части бескаркасных зданий следует проектировать преимущественно сборно-монолитными с применением сборных изделий заводского изготовления. В случае, если такие решения не обеспечивают достаточной прочности и жесткости, следует подземную часть здания проектировать монолитной. В целях увеличения жесткости допускается также предусматривать устройство в фундаментно-подвальной части здания дополнительных стен.

8.4.2.10 При устройстве лоджий со смещением участков продольных стен на расстояние не более 1,5 м в осях следует предусматривать прямолинейные железобетонные стеновые и фундаментные пояса в плоскости стены, а также по контуру лоджий.

В качестве прямолинейных элементов стеновых поясов допускается использовать конструкции перекрытий над лоджиями, которые должны быть усилены в месте изломов и иметь надежные связи с конструкциями основного пояса.

Одна из стен лоджии должна быть, как правило, продолжением поперечной стены здания.

Балконы и эркеры следует устраивать на консольном выносе перекрытий.

В зданиях, проектируемых с учетом выравнивания, следует предусматривать опирание лоджий на перекрытие.

8.5 Выбор расчетных схем деформаций оснований зданий и сооружений, возводимых на структурно - неустойчивых грунтах

8.5.1 Территории с просадочными грунтами

8.5.1.1 При выборе схем деформаций основания в результате локального замачивания грунтов необходимо рассматривать два случая расположения источника замачивания: первый — под серединой здания (сооружения); второй — под торцом здания (сооружения).

8.5.1.2. В грунтовых условиях I типа по просадочности расчетную схему вертикальных перемещений основания с неустраненной или частично устраненной просадочностью грунтов в деформируемой зоне $H_{sl,p}$ следует принимать с учетом просадки грунтов при совместном воздействии внешней нагрузки, передаваемой фундаментами здания (сооружения), и собственного веса грунтов, а также принимать в виде основания переменной жесткости (с участками неравномерной просадки в зонах замачивания грунтов).

Схемы изменения жесткости основания при местном его замачивании следует принимать по линейному закону от минимального C_I до максимального C значений коэффициентов жесткости, в котором значения коэффициентов C_I и C определяются согласно рекомендациям настоящего раздела.

Длину до участка основания переменной жесткости следует определять в зависимости от глубины заложения фундамента, глубины расположения источника замачивания, глубины зоны просадки от внешней нагрузки и от величины угла растекания воды.

8.5.1.3 В случае полного устранения просадочных свойств грунтов в зоне $h_{sl,p}$ под зданием (сооружением) расчетную схему деформации его основания в грунтовых условиях I типа по просадочности следует принимать как для обычных непросадочных грунтов.

8.5.1.4 В грунтовых условиях II типа по просадочности необходимо учитывать: просадку грунтов в верхней зоне основания $h_{sl,p}$ от внешней нагрузки; просадку от собственного веса грунтов в нижней зоне основания $h_{sl,g}$. горизонтальные деформации земной поверхности.

8.5.1.5 Вертикальные перемещения земной поверхности в грунтовых условиях II типа по просадочности (при просадке грунтов от собственного веса в нижней зоне основания $h_{sl,g}$ просадочной толщи H_{sl} следует принимать при $b_w \geq H_{sl}$ в виде просадочной воронки и записывать в виде следующих формул:

$$\text{при } |X| \leq 0.5b_w \quad S_{sl,g} |X| = S_{sl,g}$$

$$\text{при } 0.5b_w < |X| \leq 0.5b_w + r$$

$$S_{sl,g}(X) = 0.5S_{sl,g} \left[1 + \cos \frac{\pi(x - 0.5b_w)}{r} \right] \quad (8.12)$$

$$\text{при } |X| > 0.5b_w + r \quad S_{sl,g}(X) = 0$$

где $s_{sl,g}$ — просадка грунтов от собственного веса, определяемая в соответствии с п. 7.2;

x — координата, отсчитываемая от оси источника замачивания;

b_w — ширина горизонтального участка просадки;

r — расчетная длина криволинейного участка просадки грунтов от собственного веса, вычисляемая по формуле

$$r = H_{sl} (0.5 + m_\beta \operatorname{tg} \beta), \quad (8.13)$$

где β — угол растекания воды в стороны от источника замачивания, принимаемый равным для лёссовидных супесей и лёссов 35° , а для лёссовидных суглинков 50° .

Коэффициенты m_β принимают:

для однородных лессовых толщ $m_\beta = 1$;

для двухслойных, у которых коэффициент фильтрации верхнего слоя меньше нижнего $k_{f1} < k_{f2}$, $m_\beta = 0,7$; при $k_{f1} > k_{f2}$ $m_\beta = 1,4$;

для трехслойного основания при $k_{f1} < k_{f2}$ и $k_{f2} > k_{f3}$, $m_\beta = 1,7$;

для многослойного основания при $k_{f1} < k_{f2}$, $k_{f2} < k_{f3}$, $k_{f3} < k_{f4}$, $m_\beta = 2$;

При замачивании на площади шириной $b_w < H_{sl}$ просадку грунта следует определять по формуле (8.12), где вместо величины полной просадки грунта $s_{sl,g}$ подставляется величина возможной просадки грунта $s'_{sl,g}$, вычисляемая по формуле

$$S'_{sl,g} = S_{sl,g} \sqrt{(2 - b_w / H_{sl}) b_w / H_{sl}} \quad (8.14)$$

8.5.1.6 Значение горизонтального перемещения земной поверхности, вызванного просадкой грунтов от собственного веса в различных точках просадочной воронки, следует определять по формулам:

$$u_{sl}(x) = \left. \begin{aligned} &\text{при } 0.5b_w < |x| \leq 0.5b_w + r \\ &\left[1 - \cos \frac{2\pi(x - 0.5b_w)}{r} \right] \\ &\text{при } |x| < 0.5b_w, |x| > 0.5b_w + r \\ &u_{sl}(x) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (8.15)$$

где ε — значение относительных горизонтальных деформаций земной поверхности, равное

$$\varepsilon = 0,66 (2s_{sl,g} / r - 0,005). \quad (8.16)$$

8.5.1.7 Наклон земной поверхности в различных точках просадочной воронки следует определять по формулам:

$$i_{sl}(x) = \left. \begin{aligned} &\text{при } 0.5b_w < |x| \leq 0.5b_w + r \\ &\frac{\pi}{r} \sin \frac{\pi(x - 0.5b_w)}{r} \\ &\text{при } x \leq 0.5b_w, x > 0.5b_w + r \\ &i_{sl}(x) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (8.17)$$

8.5.2 Территории с набухающими грунтами

8.5.2.1 Рекомендации настоящего Пособия, приведенные в Приложении Б (п.Б.1) по определению коэффициентов жесткости основания, сложенные непросадочными грунтами, при сжатии допускается использовать при проектировании зданий (сооружений) для строительства в условиях набухающих грунтов с учетом неравномерной сжимаемости основания, вызванной явлением набухания или усадки грунтов.

8.5.2.2 Деформации основания в результате набухания или усадки грунта должны определяться путем суммирования деформаций отдельных слоев основания согласно п.7.3. При этом негативные последствия явления набухания или усадки следует учитывать в качестве неравномерностей осадок фундаментов, обусловленной неоднородностью геологического строения основания и коэффициенты жесткости основания, сложенного набухающими грунтами, при сжатии рекомендуется определять в соответствии с указаниями Приложения Б (пп. Б.1.1 – Б.1.12).

Приложение А (информационное)

Примеры по расчету

А.1 Примеры по проектированию оснований и фундаментов на просадочных грунтах

ПРИМЕР А.1.1 Определить размеры подошвы фундамента одноэтажного производственного здания, возводимого на площадке, сложенной просадочными лессовидными суглинками, относящимися к I типу грунтовых условий по просадочности.

По данным лабораторных испытаний характеристики лессовидных суглинков: $P_s = 2,7 \text{ г/см}^3$, $\rho_d = 1,45 \text{ г/см}^3$ и начальное просадочное давление на глубине 4-5 м $P_{sl} = 160 \text{ кПа}$. Глубина заложения фундамента равна 2 м при глубине промерзания 1,6 м. Нагрузки от колонны на верх фундамента равняются: $F_v = 1250 \text{ кН}$; $M = 120 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $F_h = 40 \text{ кН}$. Фундаменты возводятся на уплотненных тяжелыми трамбовками на глубину 3 м лессовидных суглинках. Уплотненные суглинки в верхней части на глубине 1 м имеют удельный вес сухого грунта $\gamma_d = 17 \text{ кН/м}^3$, а просадочные характеристики в водонасыщенном состоянии $c_H = 35 \text{ кПа}$ и $\varphi_H = 22^\circ$.

Решение. Принимая расчетное сопротивление R_0 по Таблице Д.4 Приложения Д равным 300 кПа, определяем площадь подошвы фундамента исходя из действия вертикальной нагрузки на него $A = F_v / R_0 = 1250 / 300 = 4,2 \text{ м}^2$.

Принимаем размеры фундамента $b = 2 \text{ м}$, $l = 2,4 \text{ м}$.

Определяем по формуле (Д.3) расчетное сопротивление уплотненного грунта основания при значениях:

- коэффициентов $\gamma_{c1} = 1,1$ и $\gamma_{c2} = 1$, принимаемых по Таблице Д.1 и $k = 1$;
- безразмерных коэффициентов M_γ , M_q , M_c , принимаемых при $\varphi_H = 22^\circ$ по Таблице Д.7 равными $M_\gamma = 0,61$; $M_q = 3,44$; $M_c = 6,04$.
- удельных весов грунтов γ_H и γ'_H при степени влажности (в случае замачивания) $S_r = 0,8$

$$\gamma_H = \gamma_d (1 + W_{sat}) = \gamma_d \left[1 + S_r (\rho_s - \rho_d) \frac{\rho_w}{\rho_d \cdot \rho_s} \right] = 17 [1 + 0,8 (2,7 - 1,7) 1 / 2,7 \cdot 1,7] = 20 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_H = 14,5 [1 + 0,8 (2,7 - 1,45) 1 / 2,7 \cdot 1,45] = 18,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_{sl} = \left(\frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \right) [M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_H + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_H + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_H + M_c \cdot c_H] =$$

$$= (1,1 \cdot 1 / 1,1) [0,61 \cdot 2 \cdot 20 + 3,44 \cdot 2 \cdot 18,2 + (3,44 - 1) \cdot 0 \cdot 18,2 + 6,04 \cdot 0,35] = 360 \text{ кПа}.$$

Определяем по формуле (7.8) расчетное сопротивление уплотненного грунта по условию недопущения просадки подстилающего природного неуплотненного лессовидного суглинка природного сложения при $\alpha = 0,207$ по Таблице Е.1.

$$R_{s2} = \frac{(P_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \cdot \sigma_{zg,0})}{\alpha} = [160 - (18,2 \cdot 2 - 20 \cdot 3) + 0,207 \cdot 18,2 \cdot 2] / 0,207 = 342 \text{ кПа}.$$

Сопоставляя значения $R_{s1}=360$ кПа и $R_{s2}=342$ кПа, для расчета размеров подошвы фундамента принимаем минимальное значение R_{sl} , полученное по условию недопущения просадки грунта в основании. Определяем площадь фундамента исходя из принятого $R_{s2}=342$ кПа и собственного веса фундамента $G=A \cdot d \cdot \gamma$ исходя из первоначально заданных его размеров

$$A = \frac{(F_v + G)}{R_{s2}} = (1250 + 4,8 \cdot 2 \cdot 22) / 342 = 4,3 \text{ м}^2$$

Принимаем окончательные размеры фундамента $b=2$ м; $l=2,4$ м.

Определяем средние и краевые давления по подошве фундамента. Предварительно вычисляем:

$$\text{площадь подошвы фундамента } A = b \cdot l = 2 \cdot 2,4 = 4,8 \text{ м}^2;$$

$$\text{момент от горизонтальной силы } M_h = F_h \cdot d = 40 \cdot 2 = 80 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{момент инерции подошвы фундамента } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2 \cdot 2,4^2}{6} = 1,92 \text{ м}^3$$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{F_v + G}{A} \pm \frac{M + M_h}{W} = \frac{1250 + 212}{4,8} \pm \frac{120 + 80}{1,92} = (304,6 \pm 104,2) \text{ кПа}; \text{ т.е. среднее давление}$$

под подошвой фундамента $P=304,6$ кПа; $\sigma_{\max}=408,8$ кПа $< 1,2 \cdot 342=410,4$ кПа; $\sigma_{\min}=200,4$ кПа.

ПРИМЕР А.1.2 Определить для жилого дома просадку основания ленточного фундамента шириной $b=2$ м и глубиной заложения 2 м при замачивании сверху и медленном повышении влажности грунтов. Давление по подошве фундамента равно 200 кПа.

Решение. Жилой дом проектируется на участке, сложенном лессовидными суглинками и супесями. Грунтовые условия площадки по просадочности относятся к I типу. Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в Таблице А.1.

Определение просадки основания фундаментов при замачивании сверху. В соответствии с принятой разбивкой основания на слои определяем вертикальные напряжения в середине каждого слоя. Результаты расчетов приведены в Таблице А.2.

По Таблице А.1 определяем относительную просадочность грунта в середине каждого слоя при среднем фактическом напряжении σ_i , равном $\sigma_{zg} + \alpha \cdot P_0$, и результаты заносим в Таблицу А.2. Определяем, что глубина деформируемой зоны будет равна 4 м, так как для нижнего слоя лессовидных суглинков $P_{sl}=170$ кПа, а суммарное напряжение на кровле этого слоя 159 кПа.

По формуле (7.11) определяем величины коэффициента k_{sli} для каждого слоя:

$$k_{sl,1} = 0,5 + 1,5(200 - 80) / 100 = 2,3;$$

$$k_{sl,2} = 0,5 + 1,5(200 - 140) / 100 = 1,4;$$

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5(200 - 140) / 100 = 1,4.$$

Определяем по формуле (7.10) просадку основания фундамента

$$S_{sl} = 0,031 \cdot 100 \cdot 2,3 + 0,021 \cdot 150 \cdot 1,4 + 0,012 \cdot 150 \cdot 1,4 = 14 \text{ см}.$$

Таблица А.1 – Физико-механические характеристики грунтов

№ слоя	Глубина, м	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	ρ , г/см ³	W	P_{sl} , кПа	ε_{sl} , при давлении P_i , кПа, равном		
							100	200	300
II	2,1	2,68	1,4	1,78	0,14	80	0,014	0,038	0,062
III	3,1	2,68	1,42	1,8	0,13	85	0,012	0,028	0,042
III	4,1	2,7	1,45	1,82	0,07	140	0,008	0,02	0,042
III	5,1	2,68	1,48	1,84	0,16	140	0,006	0,012	0,016
II	6,1	2,68	1,5	1,85	0,17	170	0,006	0,011	0,015

Таблица А.2 – Результаты расчетов

Глубина от подошвы фундамента, м	σ_{zg} , кПа	α	$\alpha \cdot P_0$, кПа	$\sigma_{zg} + \alpha \cdot P_0$, кПа	σ_i , кПа	$\varepsilon_{sl,i}$
0	35	1	165	200	193	0,031
1	54	0,818	136	190	174	0,021
2,5	81	0,470	77	158	158	0,012
4	109	0,306	50	159		

Определение просадки основания фундамента при медленном повышении влажности. Определяем относительную просадочность при неполном водонасыщении для каждого слоя по формуле п.7.2.18

$$S'_{sl,1} = (0,031 - 0,01)0,33 + 0,01 = 0,017;$$

$$S'_{sl,2} = (0,021 - 0,01)0,33 + 0,01 = 0,013;$$

$$S'_{sl,3} = (0,012 - 0,01)0,33 + 0,01 = 0,0104.$$

По формуле (7.10) определяем просадку фундамента

$$S_{sl} = 0,017 \cdot 100 \cdot 2,3 + 0,013 \cdot 150 \cdot 1,7 + 0,0104 \cdot 150 \cdot 1,4 = 9,6 \text{ см.}$$

ПРИМЕР А.1.3 Определить разность просадок и крены двух отдельно стоящих фундаментов. Исходные данные: $b=3$ м; $l_f=4,2$ м; $P=300$ кПа; $d=1,5$ м; $h_{sl,p}=5,5$ м; $d_w=2$ м; $h_{sat}=5$ м; $\Delta h_1=3,6$ м; $\Delta h_1'=3$ м; $\Delta h_1''=4,2$ м; $\Delta h_2=1,5$ м; $\Delta h_2'=0,9$ м; $\Delta h_2''=2,1$ м; $l=12$ м; $b_1=2,4$ м; $x_1=2,8$ м; $x_2=6,8$ м.

Фундаменты проектируются на участке, сложенном просадочными лессовидными суглинками и супесями (толщина слоя соответственно 4 и 3 м), физико-механические характеристики которых приведены в Таблице А.3.

Решение. Разбиваем просадочную толщу грунтов на слои толщиной 1 м и определяем вертикальные напряжения в основании фундаментов. Результаты расчетов приведены в Таблице А.4.

По Таблице А.3 определяем относительную просадочность грунта в середине каждого слоя, а по формуле (7.11) - величину коэффициента $k_{sl,i}$. Результаты расчетов заносим в Таблицу А.4.

По формуле (7.10) определяем просадки фундаментов с учетом замачивания грунтов в нижней части деформируемой зоны, т.е. в пределах $\Delta h_1 = 3,6$ м и $\Delta h_2 = 1,5$ м:

$$s_{sl,1} = 0,031 \cdot 60 \cdot 2,75 + 0,023 \cdot 100 \cdot 2,15 + 0,017 \cdot 100 \cdot 1,95 + 0,014 \cdot 90 \cdot 1,7 = 15,4 \text{ см};$$

$$s_{sl,2} = 0,017 \cdot 60 \cdot 1,95 + 0,014 \cdot 90 \cdot 1,7 = 4,1 \text{ см}.$$

Разность просадок фундаментов Ф-1 и Ф-2 равна: $\Delta s_{sl} = s_{sl,1} - s_{sl,2} = 15,4 - 4,1 = 11,3$ см.

Определяем крен фундамента Ф-1 исходя из того, что толщина замоченного слоя грунта под одной его гранью равняется $\Delta h_1' = 3,6$ м, а под другой $\Delta h_1'' = 4,2$ м;

$$s_{sl,1}' = 0,031 \cdot 10 \cdot 2,75 + 0,023 \cdot 100 \cdot 2,15 + 0,017 \cdot 100 \cdot 1,96 + 0,014 \cdot 90 \cdot 1,7 = 11,2 \text{ см};$$

$$s_{sl,1}'' = 0,051 \cdot 30 \cdot 3,5 + 0,031 \cdot 100 \cdot 2,75 + 0,023 \cdot 100 \cdot 2,15 + 0,017 \cdot 100 \cdot 1,95 + 0,014 \cdot 90 \cdot 1,7 = 24 \text{ см};$$

$$i_u = \frac{s_{sl,1}' - s_{sl,1}''}{b} = \frac{24 - 11,2}{300} = 0,043.$$

ПРИМЕР А.1.4 Определить разность просадок фундаментов здания от собственного веса грунта при наличии маловодопроницаемого экрана. Промышленное здание проектируется на участке, сложенном лессовидными суглинками и супесями, обладающими просадочными свойствами. Грунтовые условия по просадочности относятся ко II типу. Средние значения основных физико-механических характеристик грунтов приведены в Таблице А.5, а относительной просадочности при природном давлении ε_{sl} и степени влажности $s_r = 0,8$ через 1 м по глубине.

Таблица А.3 – Исходные характеристики грунтов

Вид грунта	Глубина, м	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	ρ , г/см ³	W	P_{sl} , кПа	ε_{sl} , при давлении P_i кПа, равном		
							100	200	300
Супесь	2,1	2,68	1,4	1,78	0,15	80	0,014	0,04	0,066
"	3,1	2,68	1,45	1,82	0,16	80	0,012	0,03	0,048
Суглинок	4,1	2,7	1,45	1,82	0,095	100	0,01	0,024	0,038
"	5,1	2,7	1,47	1,85	0,1	100	0,01	0,018	0,027
"	6,1	2,7	1,48	1,88	0,12	100	0,01	0,016	0,022

Таблица А.4 – Результаты расчетов

Глубина от подошвы фундамента, м	σ_{zg} , кПа	α	$\alpha \cdot P_0$, кПа	$\sigma_{zg} + \alpha \cdot P_0$, кПа	σ_i , кПа	$\varepsilon_{sl,i}$	$k_{sl,i}$
0	27	1	273	300	300	0,068	3,7
0,6	36	0,96	261	299	279	0,051	3,5
1,6	57	0,738	202	259	240	0,031	2,75
2,6	76	0,53	145	221	217	0,023	2,15
3,6	95	0,325	108	213	196	0,017	1,95
4,6	115	0,234	64	179	180	0,014	1,7
5,5	130	0,167	45	180			
6,8	154	0,114	31				

Решение. Промышленное здание имеет сетку колонн 12х24 м, глубину заложения фундаментов 2 м. В основании его предусматривается устройство экрана из уплотненного грунта толщиной 3 м, в результате чего полностью исключается просадка от нагрузки фундамента и возможна только просадка от собственного веса грунта. Источник замачивания расположен в осях А-В и имеет ширину 24 м.

Конечная степень влажности при замачивании через маловодопроницаемый экран принимается равной: $S_r = 0,65$, влажность полного водонасыщения $S_r = 0,85$, что соответствует значениям влажности грунтов, приведенным в Таблице А.5.

Определяем относительную просадочность при полном $\varepsilon_{sl,i}$ и неполном $\varepsilon'_{sl,i}$ водонасыщении (Таблица А.6).

Определяем максимальную величину просадки по оси Б при полном водонасыщении грунта и $k_{sl} = 1$.

$S_{sl,g} = 0,018 \cdot 150 + 0,027 \cdot 100 + 0,033 \cdot 100 + 0,038 \cdot 100 + 0,041 \cdot 100 + 0,043 \cdot 100 + 0,043 \cdot 100 + 0,041 \cdot 100 + 0,037 \cdot 100 + 0,024 \cdot 100 + 0,016 \cdot 100 + 0,015 \cdot 100 = 38,5$ см.

Определяем расчетную длину криволинейного участка просадки грунта r при среднем значении $tg\beta$:

$$tg\beta = (0,7 \cdot 8 + 1,43 \cdot 4 + 0,7 \cdot 6,5) / (8 + 4 + 6,5) = 0,85;$$

$$r = 18,5(0,5 + 1,7 \cdot 0,85) = 36 \text{ м.}$$

Таблица А.5 – Физико-механические характеристики

Вид грунта	Толщина слоя, м	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	ρ , г/см ³	W	P_{sl} , кПа	W_{sl}	W_α	W_{sat}	β_0
Супесь	8	2,68	1,42	1,8	0,1	100	0,198	0,216	0,282	35
Суглинок	4	2,7	1,45	1,85	0,132	120	0,192	0,207	0,270	55
Супесь	8	2,68	1,47	1,88	0,117	110	0,178	0,200	0,262	35
Глина	6	2,7	1,62	-	0,182	-	-	-	-	-

Таблица А.6 – Значения коэффициентов относительной просадочности

Относительная просадочность	Значение коэффициентов относительной просадочности $\varepsilon_{sl,i}$ и $\varepsilon'_{sl,i}$ на глубинах, м											
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
$\varepsilon_{sl,i}$	0,018	0,027	0,033	0,038	0,041	0,043	0,043	0,041	0,037	0,024	0,016	0,015
$\varepsilon'_{sl,i}$	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,016	0,019	0,018	0,017	0,014	0,012	-

Определяемая по формуле (7.16) просадка оснований фундаментов по осям А, В равна 32,8 см, по оси Г - 14,2 см и по оси Д - 0,8 см. Разности просадок между фундаментами по осям А и В составляют 5,7 см, по осям В и Г - 18,6 см и по осям Г и Д - 13,4 см.

ПРИМЕР А.1.5 Определить необходимую глубину укрепления уплотняемого тяжелыми трамбовками основания фундаментов промышленного здания пролетом 24 м и шагом колонн 6 м, которое проектируется на участке, сложенном лессовидными суглинками и супесями, относящимися к грунтовым условиям I типа по просадочности. Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в Таблице А.7. Модули деформации грунтов равны: уплотненного, при полном водонасыщении $E_{sat}=20$ МПа; природного, природной влажности $E=15$ МПа.

Фундаменты здания имеют размеры $b=3$ м, $l=4,2$ м, глубину заложения 2 м и давление по подошве 300 кПа.

Решение. Для заданного размера фундамента определяем вертикальные напряжения в основании фундаментов; результаты расчетов приведены в Таблице А.4.

Из сопоставления средних напряжений σ_i в основании фундамента с величиной начального просадочного давления $P_{sl}=100$ кПа устанавливаем, что в пределах всей просадочной толщи $P_i > P_{sl}$, т.е. деформируемая зона в данном случае распространяется до нижней границы просадочной толщи.

Принимаем толщину уплотненного слоя под фундаментами равной 3 м.

Определяем просадку фундамента за счет неуплотненного просадочного грунта, залегающего на глубине от 5 до 7 м, по формуле (7.10) с использованием данных Таблиц А.7 и А.4 $S_{sl}=0,017 \cdot 110 + 0,014 \cdot 90 = 3,2$ см.

Определяем осадку фундамента по формуле (Е.1) Приложения Е с использованием данных Таблицы А.4 при глубине сжимаемой толщи 6,8 м: $S=0,8(267 \cdot 60 + 231 \cdot 100 + 174 \cdot 100 + 140 \cdot 40) / 20000 + 0,8(130 \cdot 60 + 86 \cdot 100 + 55 \cdot 100 + 36 \cdot 120) / 15000 = 3,9$ см.

Определяем суммарную величину осадки и просадки фундамента на уплотненном грунте $S + S_{sl} = 3,2 + 3,9 = 7,1$ см.

Суммарная величина осадки и просадки фундамента меньше допустимой, равной 12 см. Таким образом, принятая глубина уплотнения $h_s=3$ м достаточна.

Таблица А.7 – Физические характеристики грунтов

N слоя	Шурфы									
	1 и 2					3 и 4				
	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	W	ρ , г/см ³ , при $s_r=0,8$	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	W	ρ , г/см ³ , при $s_r=0,8$
I	2,7	1,79	1,49	0,202	1,85	2,7	1,68	1,46	0,162	1,83
II	2,68	1,63	1,42	0,142	1,8	2,68	1,63	1,44	0,132	1,8
III	2,7	1,71	1,49	0,151	1,85	2,7	1,75	1,52	0,153	1,87
IV	2,72	1,96	1,63	0,204	1,95	2,72	1,97	1,63	0,21	1,95

ПРИМЕР А.1.6 Фундамент размерами подошвы 2.25 x 2.25 м с глубиной заложения $D=1.5$ м расположен на естественном грунте с прочностными характеристиками $c'=0$ и $\phi'=38^\circ$. Необходимо предельную несущую способность основания проектируемого фундамента для следующих двух случаев состояния грунтов: случай 1-основанием служит грунт естественной влажности и случай 2-грунт основания в водонасыщенном состоянии. Удельный вес грунта природной влажности равен 18 кН/м^3 , а в водонасыщенном состоянии составит $10,2 \text{ кН/м}^3$. Тогда несущую способность основания фундамента квадратной подошвы (при $c=0$) определим по формуле:

$$R_d = \gamma D N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{А.1})$$

При $\phi'=38^\circ$ коэффициенты (Рисунок А.1) равны: $N_\gamma = 67$ и $N_q = 49$, для случая 1 (см. СН РК EN 1997-1:2004/2011):

$$R_d = (18 \times 1.5 \times 49) + (0.4 \times 18 \times 2.25 \times 67) = 1323 + 1085 = 2408 \text{ кН/м}^2$$

для случая 2 (см. СН РК EN 1997-1:2004/2011):

$$R_d = \gamma' D N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma = (10.2 \times 1.5 \times 49) + (0.4 \times 10.2 \times 2.25 \times 67) = 750 + 615 = 1365 \text{ кН/м}^2$$

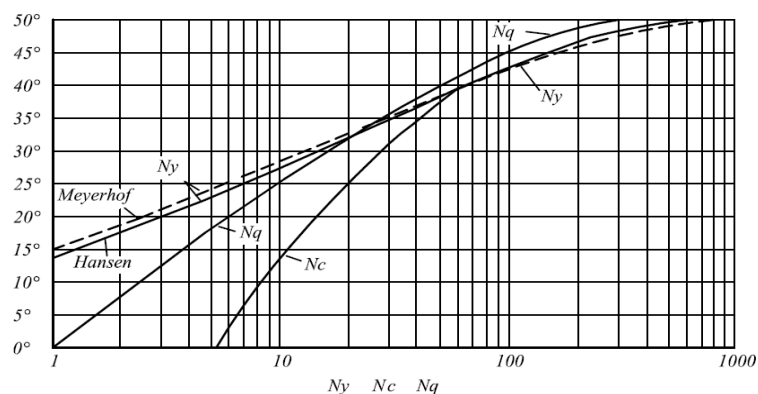


Рисунок А.1– Графики для определения коэффициентов N_c , N_q , N_γ для оценки несущей способности основания

А.2 Примеры по проектированию оснований и фундаментов на набухающих грунтах

ПРИМЕР А.2.1 Рассчитать подъем фундамента размером 1х1 м под центральную колонну каркасного здания размером в плане 12х24 м при возможном увлажнении водой набухающих грунтов основания в период эксплуатации.

Давление по подошве квадратного фундамента равно 0,2 МПа, а глубина его заложения $d=1$ м. Основанием фундаментов служат набухающие глины, залегающие слоем толщиной 15 м от поверхности и подстилаемые пылеватыми песками. Удельный вес глин равен 20 кН/м^3 , а давление набухания по лабораторным испытаниям $P_{sw}=0,35$ МПа.

В процессе эксплуатации возможно увлажнение водой в пределах всего здания. При этом отношение сторон замачиваемой площади $L/B=24/12=2$.

Решение. Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на 11 слоев грунта толщиной 1 м и определяем суммарное напряжение, действующее в середине каждого слоя при набухании грунта. Для первого слоя, примыкающего к подошве фундамента, вычислим значение коэффициента k_{sw} . Середина этого слоя расположена на глубине $z+d=0,5+1=1,5$ м. Тогда при $z+d/B=1,5/12=0,12$ значение $k_g=0$. Для этого слоя напряжение от фундамента равно: $\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha = 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ кПа}$, а $\sigma_{z0,g} = 10 \text{ кПа}$.

В Таблице А.8 приведены величины, используемые при определении σ_{tot} , а также коэффициент условий работы k_{sw} , находимый для каждого слоя грунта по указаниям п.7.3.5.

На глубине 11,5 м от подошвы фундамента суммарное давление примерно равно давлению набухания грунта данного состояния. Поэтому толщину зоны набухания принимаем равной 11 м от подошвы фундамента.

Для определения зависимости $\varepsilon_{sw} = f(P)$ были испытаны в компрессионных приборах 6 образцов (с четырехкратной повторностью). Эти образцы замачивались под давлением 7 (вес штампа прибора); 50; 100; 200; 300; 400 кПа.

Значения относительного набухания для характерных давлений приведены в Таблице А.9.

Величину подъема фундамента определим по формуле (7.23)

$$h_{sw} = 100(1,8 \cdot 0,72 + 3 \cdot 0,82 + 3,2 \cdot 0,8 + 3 \cdot 0,79 + 2,4 \cdot 0,78 + 2 \cdot 0,75 + 1,81 \cdot 0,72 + 1,7 \cdot 0,69 + 1,3 \cdot 0,66 + 1 \cdot 0,62 + 0,7 \cdot 0,59) \cdot 0,01 = 16,4 \text{ см},$$
 где 0,01 - коэффициент, учитывающий переход величины ε_{sw} от процентов к доле единицы.

ПРИМЕР А.2.2 Рассчитать подъем ленточного фундамента под внутреннюю несущую стену здания при экранировании поверхности набухающего грунта.

Здание имеет размер в плане 12х24 м. Ширина подошвы ленточного фундамента 1,5 м, давление по подошве 0,15 МПа; глубина заложения $d=1,5$ м.

Основанием служат хвалынские набухающие глины, залегающие слоем толщиной 4 м и подстилаемые пылеватыми песками. Покровные отложения представлены суглинками с удельным весом 18 кН/м^3 . Удельный вес хвалынских набухающих глин равен 18 кН/м^3 , удельный вес частиц 27 кН/м^3 , а коэффициент пористости 0,83. Уровень грунтовых вод находится на глубине $z=10$ м от подошвы ленточного фундамента.

Решение. За счет экранирования поверхности увеличение влажности грунта возможно в пределах всего здания, и поэтому отношение сторон зоны увеличения влажности равно: $L/B=24/12=2$, а значение коэффициента k_g в пределах зоны увеличения влажности ($0 \leq z \leq 4$ м) в соответствии с Таблицей 7.1 равно нулю, так как при $z=4$ м отношение $z+d/B=(4+1,5)/12=0,5$.

Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на слои толщиной 0,5 м и определяем суммарные напряжения, действующие в середине каждого слоя при набухании грунта за счет экранирования поверхности. Для определения значений равновесной влажности слоя W_{eg} для заданных значений уровня подземных вод и суммарного давления необходимо располагать зависимостью $W_{sw} = f(P)$. Для хвалынских глин эта зависимость по экспериментальным данным аппроксимируется в виде:

$$\lg(P_i / \gamma_w) = 6,54 + 3,04 \lg(0,4 - W) \text{ при } 0,34 \leq W \leq 0,4;$$

$$\lg(P_i / \gamma_w) = 1,8 + 16,81 \cdot (0,4 - W) \text{ при } W < 0,4.$$

В Таблице А.10 приведены величины, используемые при определении h_{sw} .

Величину подъема ленточного фундамента определяем по формуле (7.23), в которой значения ε_{sw} принимаются по формуле (6.7). Тогда для приведенных в Таблице А.12 значений W_{eg}, W_0, k_{sw} , найденных для восьми слоев грунта общей мощностью $H=4$ м, и при постоянных значениях коэффициента пористости $e_0=0,83$ и $h_i=0,50$ м получим:

$$h_{sw} = [2/(1+0,83)]50(0,103 \cdot 0,69 + 0,033 \cdot 0,7 + 0,024 \cdot 0,72 + 0,027 \cdot 0,73 + 0,006 \cdot 0,74 + 0,017 \cdot 0,74 + 0,0125 \cdot 0,75 + 0,0105 \cdot 0,75) = 9 \text{ см.}$$

Таблица А.8 – Значения относительного набухания грунта

Средняя глубина рассматриваемого слоя z , м	$z + d / B$	k_g	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$, кПа	σ_{zg} , кПа	σ_{zad} , кПа	$\sigma_{z,tot}$, кПа	W_{eg}
0,5	0,12	0	140	10	-	150	0,72
1,5	0,21	0	36	30	-	66	0,82
2,5	0,29	0	14	50	-	64	0,80
3,5	0,37	0	7	70	-	77	0,79
4,5	0,46	0	5	90	-	95	0,78
5,5	0,54	0,04	3	110	5	118	0,75
6,5	0,63	0,13	1	130	20	151	0,72
7,5	0,71	0,21	-	150	36	186	0,69
8,5	0,79	0,29	-	170	55	225	0,66
9,5	0,88	0,38	-	190	80	27	0,62
10,5	0,96	0,46	-	210	105	315	0,59

Таблица А.9 – Значения относительного набухания грунта

P , кПа	70	80	96	120	150	190	230	270	320
ε_{sw} , %	3,2	3	2,4	2	1,8	1,7	1,3	1	0,7

Таблица А.10 – Значения величин, используемых для расчета подъема фундамента на набухаемом основании

Средняя глубина рассматриваемого слоя z_4 , м	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{z,tot}$, кПа	$2 \cdot \sigma_{toti} / \nu_i$, см	$A = z + 2 \cdot \sigma_{toti} / \nu_i$	P_i / γ_w	$\lg(P_i / \gamma_w)$	W_{eg}	W_0	ΔW	W_{eg}
0,25	29	124	153	1102	2102	2077	3,32	0,309	0,206	0,103	0,69
0,75	38	103	141	1015	2015	1940	3,29	0,311	0,278	0,033	0,70
1,25	47	78	125	900	1900	1775	3,25	0,314	0,290	0,024	0,72
1,75	56	62	118	851	1851	1676	3,22	0,315	0,288	0,027	0,73
2,25	65	50	114	827	1827	1602	3,21	0,316	0,310	0,006	0,74
2,75	74	42	115	831	1831	1556	3,19	0,317	0,300	0,017	0,74
3,25	83	36	119	857	1857	1532	3,18	0,3175	0,305	0,0125	0,75
3,75	92	31	123	886	1886	1511	3,18	0,3175	0,307	0,0105	0,75

ПРИМЕР А.2.3 Рассчитать подъем поверхности при сезонных изменениях влажности набухающего грунта.

Решение. Амплитуда сезонных перемещений поверхности набухающего грунта h_{sw} вследствие сезонного изменения его влажности с W_{\max} до W_{\min} может определяться по формуле (7.23), в которой за значения относительного набухания с использованием формулы (6.7) принимается

$$\varepsilon_{swi} = 2 \cdot (W_{\max} - W_{\min}) / (1 + e_0) = 2 \cdot \Delta W_a / (1 + e_0),$$

где ΔW_a - средние значения изменения влажности, вычисляемые по $\Delta W = W_{\max} - W_{\min}$ двух соседних слоев. Определим амплитуду перемещений поверхности при изменениях влажности до глубины $H = 3$ м от периода максимального увлажнения с W_{\max} до периода подсыхания W_{\min} , приведенных для шести слоев грунта в Таблице А.11. Поскольку $\sigma_{tot} < 5$ кПа, то $k_{sw} = 0,8$ для всех слоев. Толщина слоев $h_i = 0,5$ м. Коэффициент пористости $e_0 = 0,83$. Тогда $h_{sw} = (2/1,83)0,8 \cdot 50(0,116 + 0,051 + 0,055 - 0,0105 - 0,011) = 3,4$ см.

Таблица А.11 – Значения изменения влажности соседних слоев грунта

Средняя глубина рассматриваемого слоя z , м	W_{\max}	W_{\min}	ΔW	ΔW_a
0,25	0,245	0,204	+0,141	
0,75	0,302	0,211	+0,091	+0,116
1,25	0,236	0,225	+0,011	+0,051
1,75	0,210	0,201	0	+0,0055
2,25	0,261	0,282	-0,021	-0,0105
2,75	0,272	0,273	-0,001	-0,011

ПРИМЕР А.2.4 Рассчитать осадку фундамента за счет усадки грунта под действием климатических факторов. Фундамент отдельный, который имеет размер подошвы 1х1 м и глубину заложения 2 м. Давление по подошве фундамента 0,2 МПа. Основанием служат глины, залегающие слоем толщиной 8 м от поверхности. Удельный вес грунта равен 20 кН/м³. Нижняя граница зоны усадки расположена на глубине 5 м.

Решение. Мощность грунта, обуславливающего усадку под подошвой фундамента, составляет 3 м. Разбиваем его на три слоя толщиной по 1 м и определяем суммарное давление в середине каждого слоя. В середине первого слоя давление составляет от фундамента $\sigma_p = 140$ кПа, а от собственного веса грунта 10 кПа. Общее давление в середине первого слоя равно 150 кПа. Во втором слое общее давление равно 66 кПа, а в третьем - 64 кПа. Величины относительной усадки при этих давлениях по результатам компрессионных испытаний соответственно равны 0,04; 0,02; 0,015. Осадка фундамента за счет усадки грунта основания по формуле (7.26)

$$s_{sh} = 100 \cdot 1,3(0,04 + 0,02 + 0,015) = 9,8 \text{ см.}$$

ПРИМЕР А.2.5 Определить осадки слоя водонасыщенного грунта основания проектируемого фундамента через различные промежутки времени: 1 год, 2 года и 5 лет, если давление на грунт $p = 0,2$ МПа = 20 Н/см², толщина слоя грунта $h = 5$ м, коэффициент относительной сжимаемости $m_v = 0,001$ см²/Н, коэффициент фильтрации $k_f = 1 \cdot 10^{-8}$ см/с.

Определим постоянный множитель N по формуле:

$$N = [\pi^2 c_v / (4h^2)]t,$$

Предварительно найдем коэффициент консолидации c_v , учитывая, что 1 см/с $\approx 3 \cdot 10^7$ см/год и удельный вес воды $\gamma_w = 9,8 \cdot 10^{-3}$ Н/см³ (см. СН РК EN 1997-1:2007/2011):

$$c_v = \frac{k_f}{m_v \gamma_w} \approx \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0,001 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}} \approx 30000 \text{ см}^2 / \text{год},$$

Тогда

$$N \approx [9,87 \cdot 30000 / (4 \cdot 500^2)]t \approx 0,3t,$$

Полную стабилизированную осадку слоя грунта при сплошной нагрузке определим:

$$s \approx h m_v p = 500 \cdot 0,001 \cdot 20 = 10 \text{ см},$$

Для вычисления осадки s_t через 1 год после загрузки поставим в формулу значения величин:

$$e^{-N} = e^{-0,3 \cdot 1} = 0,741; e^{-9N} = e^{-9 \cdot 0,3 \cdot 1} = 0,067,$$

Тогда осадка рассматриваемого слоя грунта основания через 1 год

$$s_1 = hm_v p \left[1 - \frac{1}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N}) \right] = 10 \left[1 - 0.81(0.741 + 0.007) \right] = 3.9 \text{ см},$$

Осадку основания через 2 года определим по той же формуле, ограничиваясь первым членом ряда:

$$e^{-N} = e^{-0.32} = 0.549,$$

$$s_2 = hm_v p \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \right) = 10(1 - 0.81 \cdot 0.549) = 5.6 \text{ см},$$

Для $t=5$ лет осадка проектируемого фундамента составит

$$s_2 = 10(1 - 0.81 \cdot e^{-0.35}) = 8.2 \text{ см},$$

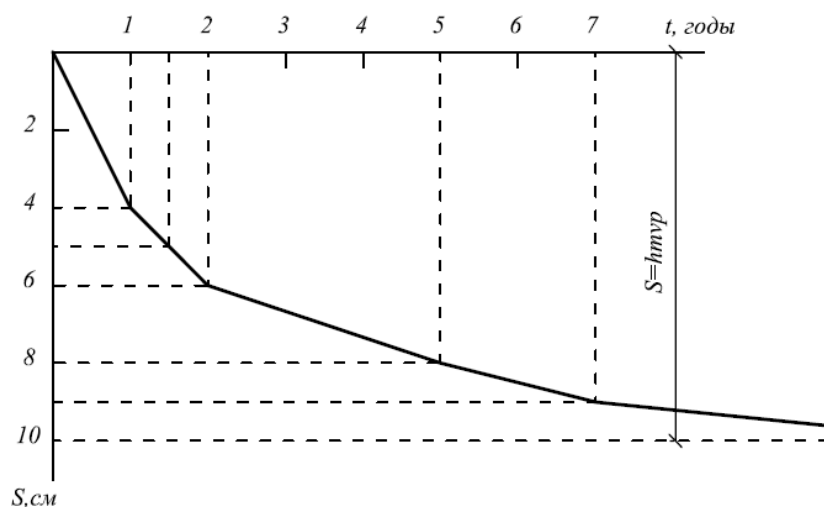


Рисунок А.2 – К примеру расчета осадки водонасыщенного основания за счет фильтрационной консолидации

Приложение Б
(обязательное)

Определение коэффициентов жесткости основания

Б.1 Основания, сложенные непросадочными грунтами, при сжатии

Б.1.1 Коэффициенты жесткости, используемые для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций зданий и сооружений в предположении линейной деформируемости грунтов, определяются исходя из осадок основания от действия среднего давления под подошвой фундамента.

Расчет осадок основания следует, как правило, выполнять, применяя расчетную схему основания в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи или линейно-деформируемого слоя в соответствии с Приложением Е и указаниями настоящего Приложения.

За расчетное состояние грунтов по влажности принимается установившееся значение влажности, равное природной влажности w , если $w \geq w_p$, и влажность на границе раскатывания w_p , если $w < w_p$.

Б.1.2 При определении коэффициентов жесткости основания следует учитывать форму и размеры подошвы фундамента, неоднородность геологического строения основания и, в необходимых случаях, распределительные свойства грунтов.

Форму и размеры подошвы фундамента следует учитывать при определении вертикальных нормальных напряжений по глубине основания согласно требованиям обязательного Приложения Е.

Неоднородность геологического строения основания следует учитывать определением осадок в точках под подошвой фундамента на расчетных вертикалях геологического разреза, выбираемых в зависимости от характера напластований, наличия линз, включений и т. п. По выбранным вертикалям следует назначать расчетные слои в пределах сжимаемой толщи основания.

Распределительные свойства грунтов основания следует учитывать определением переменного коэффициента жесткости исходя из раздельного учета упругих и остаточных осадок.

Б.1.3 Остаточные осадки основания следует определять в случаях, когда

$$P > \sigma_{zg} \quad (Б.1)$$

где p - среднее давление (нормальное контактное напряжение) под подошвой фундамента, не превышающее расчетного сопротивления грунта основания;

σ_{zg} — вертикальное нормальное напряжение на уровне подошвы фундамента, возникающее от собственного веса вышележащих грунтов.

Если $p \leq \sigma_{zg}$, остаточные осадки не определяют.

Б.1.4 При определении остаточных осадок основания по всем расчетным вертикалям следует принимать такое же распределение дополнительных напряжений по глубине, как и для вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента.

Остаточная осадка s_{pl} использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле

$$s_{pl} = \beta \sum_i^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{pl,i}} \quad (\text{Б.2})$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

h_i — толщина i -го слоя грунта;

$E_{pl,i}$ — модуль остаточных деформаций i -го слоя грунта, определяемый в соответствии с рекомендуемым Приложением Г;

n — число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных нормальных напряжений по глубине основания следует принимать в соответствии с обязательным Приложением Е.

Б.1.5 Упругие осадки основания по расчетным вертикалям следует определять с учетом неравномерного распределения вертикальных нормальных напряжений по горизонтальным сечениям сжимаемой толщи основания. Значения этих напряжений на глубине по вертикали, проходящей через произвольную точку в пределах или за пределами площади подошвы рассматриваемого фундамента, следует определять методом угловых точек (см. обязательное Приложение Е) или с использованием формул, по которым производится распределение напряжений в линейно-деформируемом полупространстве от действия нагрузки на поверхность основания.

Упругую осадку основания s_{el} по расчетной вертикали следует определять по формуле

$$s_{el} = \beta \sum_i^n \frac{\sigma'_{zp,i} h_i}{E_{el,i}} \quad (\text{Б.3})$$

где $\sigma'_{zp,i}$ — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта по рассматриваемой вертикали;

$E_{el,i}$ — модуль упругих деформаций i -го слоя грунта, определяемый в соответствии с рекомендуемым Приложением Г.

Б.1.6 При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя остаточные и упругие осадки основания допускается определять по формулам (Б.2) и (Б.3) настоящего Приложения, в которых глубина сжимаемой толщи принимается равной толщине линейно-деформируемого слоя.

Б.1.7 Коэффициент жесткости основания C по рассматриваемой вертикали определяется по формуле

$$C = \frac{P}{S} \quad (\text{Б.4})$$

где S - полная осадка основания по рассматриваемой вертикали, определяемая по формуле

$$S = S_{pl} + S_{el} \quad (\text{Б.5})$$

Промежуточные значения коэффициента жесткости на участках поверхности основания между расчетными вертикалями следует определять интерполяцией.

Б.1.8 При определении коэффициентов жесткости основания допускается не учитывать распределительные свойства грунта, если соблюдается условие

$$\frac{E_{el}}{E_{pl}} > 5 \quad (\text{Б.6})$$

В этом случае при определении упругих осадок основания по формуле (Б.3) настоящего Приложения значения напряжений $\sigma'_{zp,i}$ по всем рассматриваемым вертикалям в пределах подошвы фундамента следует принимать одинаковыми и равными напряжениям $\sigma_{zp,b}$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента. Остаточные осадки следует определять по формуле (Б.2) настоящего Приложения.

Б.1.9 При возрастании давления на поверхность основания, когда необходимо учитывать нелинейную зависимость осадки основания от давления, следует принимать для расчетов гиперболическую зависимость между осадкой и давлением, а при уменьшении давления — линейную зависимость. Допускается применять и другие виды зависимостей осадка (давление), которые проверены экспериментальным путем и опытом проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.

Б.1.10 Осадку s поверхности основания при возрастающем давлении p' следует определять по формуле

$$s = \frac{p \cdot \bar{s}}{p_u - p} \quad (\text{Б.7})$$

где \bar{s} — приведенная осадка, определяемая по формуле

$$\bar{s} = s' \left[\frac{p_u}{p'} - 1 \right] \quad (\text{Б.8})$$

здесь s' — полная осадка основания по рассматриваемой вертикали, определяемая по формуле (Б.5) настоящего Приложения при давлении p' ;

p' — среднее давление под подошвой фундамента, не превышающее расчетного сопротивления грунта основания R , определяемого в соответствии с Приложением Д;

p_u — предельное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с Приложением Д.

Осадку s поверхности основания при уменьшении давления (разгрузке) следует определять по формуле

$$s = s_a - s'_{el} \frac{p_a - p}{p'} \quad (0 \leq p \leq p_a) \quad (\text{Б.9})$$

где s_a — осадка при давлении p_a , с которого началась разгрузка (точка a на кривой нагружения);

s'_{el} — упругая осадка основания при давлении p' , определяемая по формуле (Б.3) настоящего Приложения.

Б.1.11 Коэффициенты жесткости нелинейно-деформируемого основания следует определять по формулам:

касательный (действительный) C_k при нагружении

$$C_k = tga_1 \quad (\text{Б.10})$$

секущий (средний) C_c при нагружении

$$C_c = tga_2 \quad (\text{Б.11})$$

касательный C_{pk} при разгрузке

$$C_{pk} = \operatorname{tg} a_3 \quad (\text{Б.12})$$

секущий C_{pc} при разгрузке

$$C_{pc} = \operatorname{tg} a_4 \quad (\text{Б.13})$$

Значения касательных коэффициентов жесткости следует использовать при расчетах конструкций на нелинейно-деформируемом основании при ступенчатом нагружении (шаговый метод), значения секущих коэффициентов жесткости — при фиксированном значении нагрузки (метод секущих или метод последовательного уточнения жесткостей).

Б.1.12 При зависимостях между осадкой и давлением по формулам (Б.7) и (Б.9) настоящего Приложения значения коэффициентов жесткости следует определять по формулам:

касательный (действительный) C_k при нагружении

$$C_k = \frac{P_u \bar{S}}{(S + \bar{S})^2} \quad (\text{Б.14})$$

секущий (средний) C_c при нагружении

$$C_c = \frac{P_u}{S + \bar{S}} \quad (\text{Б.15})$$

касательный C_{pk} при разгрузке

$$C_{pk} = \frac{P'}{S'_{el}} \quad (\text{Б.16})$$

секущий C_{pc} при разгрузке

$$C_{pc} = \frac{P_b}{S_a - \frac{P_a - P_b}{C_{pk}}} \quad (\text{Б.17})$$

где $p_u, s, \bar{s}, p', s'_{el}, s_a, p_a$ - те же, что в формулах (Б.7) - (Б.9) настоящего Приложения;

a — точка на кривой нагружения, от которой началась разгрузка;

b — точка на прямой разгрузки, по которой определяется секущий коэффициент жесткости;

p_b — давление, при котором определяется секущий коэффициент жесткости при разгрузке.

Б.2 Основания, сложенные просадочными грунтами, при сжатии

Б.2.1 Коэффициенты жесткости основания, сложенного просадочными грунтами, следует определять без учета и с учетом просадочных свойств грунтов исходя из двух состояний просадочных грунтов по влажности:

без учета просадочных свойств грунтов — исходя из деформационных характеристик грунтов при установившейся влажности, принимаемой равной природной влажности w , если $w \geq w_p$, и равной влажности на границе раскатывания w_p , если $w < w_p$.

с учетом просадочных свойств грунтов при возможном их замачивании — исходя из деформационных характеристик грунтов в водонасыщенном состоянии (степени влажности $s_r \geq 0,8$).

Коэффициенты жесткости основания без учета просадочных свойств грунтов следует определять в соответствии с указаниями пп.Б.1.1 - Б.1.12 настоящего Приложения.

Коэффициенты жесткости основания с учетом просадочных грунтов следует определять в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности согласно указаниям пп. Б.2.14 - Б.2.16.

При определении коэффициентов жесткости оснований, сложенных просадочными грунтами, допускается не учитывать распределительные свойства грунтов в соответствии с указаниями п.Б.1,8.

Б.2.2 Коэффициент жесткости линейно-деформируемого основания с учетом просадочных свойств грунтов в грунтовых условиях I типа C_I следует определять по формуле

$$C_I = C \cdot \frac{S}{S + S_d + S_{sl}} \quad (\text{Б.18})$$

где C — коэффициент жесткости основания без учета просадочных свойств грунтов, определяемый по формуле (Б.4) настоящего Приложения;

S — осадка основания без учета просадочных свойств грунтов с деформационными характеристиками, соответствующими природной или установившейся влажности;

S_d — дополнительная осадка при замачивании непросадочных слоев грунта, находящихся в пределах сжимаемой толщи основания;

S_{sl} — просадка грунтов основания от внешней нагрузки и от собственного веса грунта в пределах сжимаемой толщи основания.

Б.2.3 Коэффициент жесткости линейно-деформируемого основания с учетом просадочных свойств грунтов в грунтовых условиях II типа C_{II} следует определять по формуле

$$C_{II} = C \cdot \frac{S}{S + S_d + S_{sl,p}} \quad (\text{Б.19})$$

где C , S , S_d — те же, что в формуле (Б.18) настоящего Приложения;

$S_{sl,p}$ — просадка грунтов основания от внешней нагрузки в пределах сжимаемой толщи основания.

ПРИМЕЧАНИЕ Не допускается пользоваться формулой (Б.19) при вычислении среднего коэффициента жесткости в грунтовых условиях II типа, если расчетные схемы основания здания отличаются от указанных в п.8.5 настоящего Пособия.

Б.2.4 В случае, когда по результатам расчета здания (сооружения) во взаимодействии с основанием с использованием значений коэффициентов жесткости C , C_I или C_{II} не удовлетворяются необходимые условия, следует определять коэффициенты жесткости с учетом нелинейности деформирования основания.

Нелинейные коэффициенты жесткости без учета просадочных свойств грунтов следует определять по формулам (Б.14)—(Б.17) настоящего Приложения.

Нелинейные коэффициенты жесткости с учетом просадочных свойств грунтов следует определять по формулам (Б.7)—(Б.17) настоящего Приложения, в которых:

предельное сопротивление p_u грунта основания вычисляется с использованием расчетных значений прочностных характеристик грунта в водонасыщенном состоянии;

полная осадка основания s' определяется по формулам:

для грунтов I типа по просадочности

$$S' = S + S_d + S_{sl} \quad (\text{Б.20})$$

для грунтов II типа по просадочности

$$S' = S + S_d + S_{sl,p} \quad (\text{Б.21})$$

где S , S_d , $S_{sl,p}$, S_{sl} - те же, что в формулах (Б.18) и (Б.19) настоящего Приложения;

Среднее давление под подошвой фундамента p' не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания, определяемого с использованием расчетных значений прочностных характеристик грунта в водонасыщенном состоянии.

Б.3 Основания, длительно деформируемые при сжатии

Б.3.1 При определении коэффициентов жесткости оснований, характеризующихся невысокими скоростями протекания осадок во времени (глинистые или водонасыщенные грунты), допускается учитывать зависимость величины коэффициента жесткости от времени.

Коэффициент жесткости основания C_t для момента времени t следует определять по формуле

$$C_t = \frac{P}{S_t} \quad (\text{Б.22})$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента;

s_t — осадка основания на рассматриваемой вертикали в момент времени t от действия давления p , определяемая на основе имеющихся методов расчета осадок во времени.

В случае, если имеются данные наблюдений за осадками зданий и сооружений во времени, значения можно определять по эмпирическим формулам, составленным по данным этих наблюдений. Полученные значения можно использовать при проектировании зданий и сооружений, возводимых в аналогичных условиях.

Б.4 Коэффициенты жесткости основания при сдвиге

Б.4.1 Коэффициенты жесткости D линейно деформируемого основания при сдвиге следует определять исходя из горизонтальных перемещений u поверхности основания от действия среднего касательного напряжения τ под подошвой фундамента. Горизонтальные перемещения поверхности основания следует, как правило, определять методами, учитывающими ограниченную глубину зоны горизонтальных перемещений грунта.

Коэффициент жесткости D при сдвиге следует определять по формуле

$$D = \frac{\tau}{u} \quad (\text{Б.23})$$

Б.4.2 Коэффициенты жесткости нелинейно деформируемого основания при сдвиге следует определять исходя из гиперболической зависимости между горизонтальным перемещением и касательным контактным напряжением при его увеличении; при уменьшении напряжения принимается линейная зависимость. График зависимости между

горизонтальным перемещением u и касательным напряжением τ подобен графику, где p и s следует заменить на τ и u .

Горизонтальное перемещение u поверхности основания при возрастающем касательном напряжении τ следует определять по формуле

$$u = \frac{\tau \cdot \bar{u}}{\tau_u - \tau} \quad (\text{Б.24})$$

где \bar{u} — приведенное горизонтальное перемещение, определяемое по формуле

$$\bar{u} = u' \left(\frac{\tau_u}{\tau'} - 1 \right) \quad (\text{Б.25})$$

здесь u' — горизонтальное перемещение поверхности основания по рассматриваемой вертикали при действии касательного напряжения τ' ;

τ_u — предельное сопротивление грунта основания сдвигу по подошве фундамента, определяемое в соответствии с требованиями действующих норм;

τ' — среднее касательное напряжение по подошве фундамента, которое должно удовлетворять условию

$$\tau' \leq 0,5 \cdot \tau_u \quad (\text{Б.26})$$

Горизонтальное перемещение u поверхности основания при уменьшении касательного напряжения τ (разгрузке) следует определять по формуле

$$u = u_a - u'_{el} \frac{\tau_a - \tau}{\tau'} \quad (\text{Б.27})$$

где u_a — горизонтальное перемещение при касательном напряжении τ_a ;

u'_{el} — упругое горизонтальное перемещение поверхности основания при касательном напряжении τ' определяемое по формуле

$$u'_{el} = u' \frac{S'_{el}}{S'} \quad (\text{Б.28})$$

здесь s'_{el} , s' — те же, что в формулах (Б.8) и (Б.9) настоящего Приложения.

Б.4.3 При зависимостях между горизонтальным перемещением и касательным напряжением по формулам (Б.24) и (Б.27) настоящего Приложения значения коэффициентов жесткости при сдвиге следует определять по формулам:

касательный (действительный) D_k при нагружении

$$D_k = \frac{\tau_u \bar{u}}{\left(u + \bar{u} \right)^2} \quad (\text{Б.29})$$

секущий (средний) D_c при нагружении

$$D_c = \frac{\tau_u}{u + \bar{u}} \quad (\text{Б.30})$$

касательный D_{pk} при разгрузке

$$D_{pk} = \frac{\tau'}{u'_y}; \quad (\text{Б.31})$$

секущий D_{pc} при разгрузке

$$D_{pc} = \frac{\tau_b}{u_a - \frac{\tau_a - \tau_b}{D_{pk}}} \quad (\text{Б.32})$$

где τ_b , u , τ' , τ_a , \bar{u} — те же, что в формулах (Б.24) – (Б.28) настоящего Приложения;

a — точка на кривой нагружения, от которой началась разгрузка;

b — точка на прямой разгрузки, для которой определяется секущий коэффициент жесткости;

τ_b — касательное напряжение, при котором определяется секущий коэффициент жесткости при разгрузке.

Б.5 Основания, сложенные набухающими грунтами, при сжатии

Б.5.1 Рекомендации настоящего Пособия, приведенные в п.Б.1 по определению коэффициентов жесткости основания, сложенные непросадочными грунтами, при сжатии допускается использовать при проектировании зданий (сооружений) для строительства в условиях набухающих грунтов с учетом неравномерной сжимаемости основания, вызванной явлением набухания или усадки грунтов.

Б.5.2 Деформации основания в результате набухания или усадки грунта должны определяться путем суммирования деформаций отдельных слоев основания согласно п.7.3. При этом негативные последствия явления набухания или усадки следует учитывать в качестве неравномерностей осадок фундаментов, обусловленной неоднородностью геологического строения основания и коэффициенты жесткости основания, сложенного набухающими грунтами, при сжатии рекомендуется определять в соответствии с указаниями пп. Б.1.1 – Б.1.12.

Приложение В
(обязательное)

**Особенности проектирования зданий и сооружений с учетом их выравнивания
в период эксплуатации**

В.1 Выравнивание зданий и сооружений, отдельных конструктивных элементов и технологического оборудования следует осуществлять методами, прошедшими достаточную экспериментальную проверку в натурных условиях. Выравнивание допускается осуществлять с помощью специальных устройств (например, гидравлических домкратов); посредством локального изменения деформационных свойств грунтов основания (выбуриванием грунта в основании, регулируемым замачиванием грунтов основания). Выбор метода выравнивания следует производить с учетом конструктивного решения здания (сооружения), грунтовых условий площадки строительства, величины осадок основания и их неравномерностей, скорости затухания.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Выравнивание зданий и сооружений, как мера защиты от воздействия неравномерных деформаций основания, не исключает применения других мер защиты (конструктивных, подготовки основания и пр.).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Принципиальные конструктивные решения проектов зданий и сооружений, разрабатываемые с учетом их выравнивания, следует согласовывать с организацией, специализирующейся в этой области, и заказчиком.

В.2 При проектировании бескаркасных зданий и сооружений с возможностью их выравнивания домкратами в фундаментной части следует предусматривать проемы (для размещения домкратов) и горизонтальный разделительный шов между поднимаемой и опорной частями здания (сооружения), а также обеспечивать свободный доступ к местам установки выравнивающих устройств. В местах размещения устройств высота от пола до выступающих конструкций потолка должна быть не менее 1,9 м. В проектах зданий и сооружений, подлежащих выравниванию, следует предусматривать закладку при строительстве марок для инструментальных наблюдений в период их эксплуатации.

В.3 Шахты лифтов следует проектировать опирающимися на выравниваемую (поднимаемую) часть здания или обособленными на самостоятельных фундаментах, отделенных от конструкций фундаментов и конструкций надземной части здания разделительным швом и зазорами размерами, достаточными для корректировки отклонений от вертикали лифтовых шахт. В фундаментах лифтовых шахт должны быть предусмотрены проемы для установки выравнивающих устройств.

В.4 Системы теплоснабжения, внутреннего водопровода и канализации необходимо проектировать с учетом конструктивных мероприятий, обеспечивающих нормальную эксплуатацию трубопроводов в процессе выравнивания здания (сооружения):

прокладки трубопроводов вне проемов, предназначенных для размещения выравнивающих устройств;

крепления стояков и разводящих трубопроводов к конструкциям здания (сооружения), расположенным выше горизонтального разделительного шва, между опорной и поднимаемой частями здания (сооружения);

устройства отверстий для пропуска трубопроводов через стены и фундаменты и обеспечения зазоров между трубопроводами и строительными конструкциями;

устройства компенсаторов, обеспечивающих горизонтальные и вертикальные перемещения трубопроводов;

установки запорных вентилей на всех стояках водопровода холодной и горячей воды.

В.5 При проектировании каркасных зданий и сооружений с конструктивной схемой в виде каркаса, подлежащего выравниванию, конструктивное решение колонн, фундаментов и узлов крепления связей к колоннам в блоках жесткости должно допускать (в соответствии с технологией выравнивания) установку выравнивающих устройств и опорных приспособлений для них. Крепления подкрановых балок к колоннам не должны препятствовать их рихтовке в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

Крепления к колоннам связей и ограждающих конструкций, а также величина зазора между торцами стеновых панелей должны допускать взаимные вертикальные перемещения конструкций при выравнивании здания.

Крепления плит покрытия здания должны быть податливыми в вертикальной плоскости и жесткими — в плоскости диска покрытия.

В.6 Плитные и массивные фундаменты под здания (сооружения) и оборудование, подлежащие выравниванию домкратами, следует проектировать с устройством:

разделительного шва между нижней (опорной) и верхней цокольной частями фундамента;

проемов в опорной или цокольной части фундамента для размещения домкратов; страховочных элементов, выполняющих в процессе эксплуатации и во время работ по выравниванию роль связей между цокольной и опорной частями фундамента.

В.7 Выравнивание зданий и сооружений выбуриванием (частичным извлечением) грунта из-под подошвы фундамента следует, как правило, предусматривать в проектах зданий (сооружений), имеющих высокую пространственную жесткость.

Основания зданий, подлежащие выбуриванию, должны быть сложены грунтами с модулем деформации $E \leq 25$ МПа. При $E > 25$ МПа в проектах следует предусматривать устройство грунтовых подушек, выполняемых в соответствии с указаниями действующих строительных норм.

В.8 Регулируемое замачивание следует применять для устранения крена жестких зданий и сооружений при неравномерной просадке грунтов; заключается в их контролируемом замачивании со стороны, противоположной направлению крена. Метод применяется при однородных по просадочным свойствам и толщине грунтовых слоях в основании выравниваемого здания (сооружения). Работы по регулирующему замачиванию грунтов необходимо выполнять под непрерывным геодезическим наблюдением за развитием осадок фундаментов и поверхности земли, с замерами послойных деформаций основания с помощью глубинных марок.

Приложение Г
(информационное)

Определение модулей остаточных и упругих деформаций грунта

Г.1 Для определения модуля остаточных E_{pl} и упругих E_{el} деформаций грунта по результатам полевых испытаний грунта штампами или лабораторных компрессионных испытаний образцов грунта следует при испытаниях получать кривую разгрузки. При этом допускается производить разгрузку после достижения стабилизации осадки от последней ступени нагрузки. Разгрузку следует производить теми же ступенями, которыми производилась нагрузка, с достижением требуемой стабилизации деформации.

Г.2 В случае штамповых испытаний модули деформации E_{pl} и E_{el} следует определять по графику зависимости осадки штампа от нагрузки на него по формулам:

$$E_{pl} = \frac{\omega \cdot P \sqrt{A} \left((1 - \nu^2) \right)}{S_{pl}} \quad (\text{Г.1})$$

$$E_{el} = \frac{\omega \cdot P \sqrt{A} \left((1 - \nu^2) \right)}{S_{el}} \quad (\text{Г.2})$$

где ω — коэффициент формы подошвы штампа, равный 0,88 для квадрата и 0,89-для круга;

A — площадь подошвы штампа;

ν — коэффициент Пуассона грунта.

Г.3 В случае компрессионных испытаний модуль остаточных деформаций грунта E_{pl} следует определять по формуле

$$E_{pl} = \frac{E \cdot E_{el}}{E_{el} - E} \quad (\text{Г.3})$$

где E - модуль полной деформации, определяемый с учетом коэффициента перехода от компрессионного к штамповому модулю полных деформаций;

E_{el} - модуль упругой деформации, определяемый по кривой разгрузки компрессионной диаграммы сжатия на рассматриваемом диапазоне изменения давления.

Г.4 Если при полевых испытаниях грунтов штампами или при компрессионных испытаниях образцов грунтов кривые разгрузки не определялись, то следует принимать значение

$$E_{el} = 5E_{pl} \quad (\text{Г.4})$$

Приложение Д
(информационное)

Определение расчетного сопротивления грунта основания

Д.1 Определение расчетного сопротивления грунта основания по Таблицам

Расчетные сопротивления грунтов основания R_0 , приведенные в Таблицах Д.1-Д.5, предназначены для предварительного определения размеров фундаментов.

Для грунтов с промежуточными значениями e и I_L (Таблицы Д.1-Д.3), p_d и S_r (Таблица Д.4), S_r (Таблица Д.5) значения R_0 определяются по интерполяции.

Значения R_0 (Таблицы Д.1-Д.5) относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м.

При использовании значений R_0 для окончательного назначения размеров фундаментов расчетное сопротивление грунта основания R , кПа, следует определять по формулам:

при $d \leq 2$ м

$$R = R_0 \left[1 + k_1 (b - b_0) / b_0 \right] \times (d + d_0) / 2d_0 \quad (\text{Д.1})$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 \left[1 + k_1 (b - b_0) / b_0 \right] + k_2 \gamma'_{II} (d - d_0) \quad (\text{Д.2})$$

где b и d – соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м;
 γ'_{II} – расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;

k_1 – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков, $k_1 = 0,125$, пылеватыми песками, супесями, суглинками и глинами $k_1 = 0,05$;

k_2 – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, $k_2 = 0,25$, супесями и суглинками $k_2 = 0,2$ и глинами $k_2 = 0,15$.

ПРИМЕЧАНИЕ Для сооружений с подвалом шириной $B = 20$ м и глубиной $d_b \geq 2$ м учитываемая в расчете глубина заложения наружных и внутренних фундаментов принимается равной: $d = d_1 + 2$ м [здесь d_1 – приведенная глубина заложения фундамента, определяемая по формуле (Д.3)]. При $B > 20$ м принимается $d = d_1$.

Таблица Д.1 - Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение R_0 , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем:	
песчаным	600
пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравийные (дресвяные) с заполнителем:	
песчаным	500
пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблица Д.2 - Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	Значения R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
Маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
Маловлажные	300	250
Влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица Д.3 - Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
	0,5	300	250
Суглинки	0,7	250	180
	1,0	200	100
	0,5	600	400
Глины	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблица Д.4 - Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов

Грунты	R_0 , кПа, грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии p_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии p_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	<u>300</u>	<u>350</u>	200	250
	150	180		
Суглинки	<u>350</u>	<u>400</u>	250	300
	180	200		

ПРИМЕЧАНИЕ В числителе приведены значения R_0 , относящейся к незаможенным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе - значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным грунтам.

Таблица Д.5 - Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристики насыпи	R_0 , кПа			
	Пески крупные, средней крупности и мелкие, шлаки и т.п. при степени влажности S_r		Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насыпи, планомерно возведенные с уплотнением	250	200	180	150
Отвалы грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	250	200	180	150
без уплотнения	180	150	120	100
Свалки грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	150	120	120	100
без уплотнения	120	100	100	80

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения R_0 в настоящей Таблице относятся к насыпным грунтам с содержанием органических веществ $I_{om} \leq 0,1$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для неслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

Д.2 Определение расчетного сопротивления грунта основания по формуле

Д.2.1 Для окончательного назначения размеров фундаментов значение расчетного сопротивления грунта несущего слоя основания R , кПа, следует определять по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1)d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II}] \quad (Д.3)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, условий работы, принимаемые по Таблице Д.6;

k - коэффициент, принимаемый равным: $k_1=1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k_1=1,1$, если они приняты по Таблице действующих норм;

M_{γ} , M_q , M_c - коэффициенты, принимаемые по Таблице Д.7;

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;

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

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

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

$$d_1 = \frac{h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} \quad (\text{Д.4})$$

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

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

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/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 - $d_b = 0$).

Д.2.2 Расчетное сопротивление R основания, сложенного крупнообломочными грунтами, следует определять по формуле (Д.3) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.

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

Д.2.3 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.

Таблица Д.6 – Значения коэффициентов условий работ

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем м песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: 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

Таблица Д.6 – Значения коэффициентов условий работ (продолжение)

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
---	-----	-----	-----

ПРИМЕЧАНИЕ 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.

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

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

Таблица Д.7 – Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

Угол	Коэффициенты			Угол	Коэффициенты		
Внутреннего трения ϕ_L , град.	M_g	M_q	M_c	Внутреннего трения ϕ_L , град.	M_g	M_q	M_c
1	2	3	4	5	6	7	8
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

Приложение Е
(обязательное)

Определение осадки грунтов оснований

Е.1. При геотехническом проектировании осадку основания s следует определять с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (\text{Е.1})$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента ;

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

ПРИМЕЧАНИЕ При значительной глубине заложения фундаментов расчет осадки рекомендуется производить с использованием расчетных схем, учитывающих разуплотнение грунта вследствие разработки котлована.

Е.2. Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента: σ_{zp} – по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, и $\sigma_{zp,c}$ – по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, следует определять по формулам:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 \quad (\text{Е.2})$$

$$\sigma_{zp,c} = \frac{\alpha \cdot P_0}{4} \quad (\text{Е.3})$$

где α - коэффициент, принимаемый в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной: $o = 2z/b$ при определении σ_{zp} и $o = z/b$ при определении $\sigma_{zp,c}$;

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ - дополнительное вертикальное давление на основание (для фундаментов шириной $b > 10$ м принимается $p_0 = p$);

p - среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (при планировке срезкой принимается $\sigma_{zg,0} = \gamma_d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma d_n$, где γ - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы.

Е.3. Дополнительные вертикальные напряжения $\sigma_{zp,u}$ на глубине z по вертикали, проходящей через произвольную точку А (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с дополнительным давлением по подошве, равным p_0), следует определять алгебраическим суммированием напряжений $\sigma_{zp,ci}$ в угловых точках четырех фиктивных фундаментов по формуле

$$\sigma_{zp,\alpha} = \sum_{i=1}^4 \sigma_{zp,ci} . \quad (\text{E.4})$$

Е.4. Дополнительные вертикальные напряжения $\sigma_{zg,nf}$ на глубине z по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяются по формуле

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai} , \quad (\text{E.5})$$

где k – число влияющих фундаментов.

Е.5 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, следует определять по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' \cdot d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (\text{E.6})$$

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

γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина i -го слоя грунта.

В расчетах удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды.

При определении σ_{zg} в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Е.6 Нижняя граница сжимаемой толщи основания должна приниматься на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$ (здесь σ_{zp} – дополнительное вертикальное напряжение на глубине по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта).

В том случае, если найденная по указанному выше условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то нижнюю границу сжимаемой толщи следует определять исходя из условия $\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}$.

Приложение Ж
(информационное)

Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Средняя \bar{s}_u (в скобках максимальная $s_{\max,u}$) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным стальным	0,002 0,004	- -	(8) (12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0016 0,0020 0,0024	0,005 0,005 0,005	10 10 15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите то же, сборной конструкции отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции то же, сборной конструкции отдельно стоящие рабочее здание	- - - - -	0,003 0,003 0,004 0,004 0,004	40 30 40 30 25
5. Дымовые трубы высотой H , м: $H \leq 100$ $100 < H \leq 200$ $200 < H \leq 300$ $H > 300$	- - - -	0,005 $1/(2H)$ $1/(2H)$ $1/(2H)$	40 30 20 10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	-	0,004	20
7. Антенные сооружения связи: стволы мачт заземленные то же, электрически изолированные башни радио башни коротковолновых радиостанций башни (отдельные блоки)	- - 0,002 0,0025 0,001	0,002 0,001 - - -	20 10 - - -
8. Опоры воздушных линий электропередачи: промежуточные прямые анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств специальные переходные	0,003 0,0025 0,002	0,003 0,0025 0,002	- - -

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз. 3 настоящего Приложения, принимаются равными $0,5 (\Delta s/L)_u$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При определении относительной разности осадок ($\Delta s/L$) в поз. 8 настоящего Приложения за L принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем Приложении.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Для сооружений, причисленных в поз. 1-3 настоящего Приложения, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

ПРИМЕЧАНИЕ 6 На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в настоящем Приложении.

УДК 721.012:69:624.15

МКС 93.020

Ключевые слова: грунты, просадка, просадочная толща, относительная просадочность, начальное просадочное давление, набухание, усадка, подъем основания, давление набухания, относительное набухание

ҚР НТҚ 07-01.2-2011
НТП РК 07-01.2-2011

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҮРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛДАРЫ**

**ҚР НТҚ 07-01.2-2011
ҚҰРЫЛЫМДЫҚ- ОРНЫҚСЫЗ ТОПЫРАҚТАРДА САЛЫНҒАН
ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 07-01.2-2011
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная