ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ УССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕСКАРКАСНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ, СТРОЯЩИХСЯ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПЛЕКСА МЕРОПРИЯТИЙ

РСН 297—78

Киев 1978

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ УССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕСКАРКАСНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ, СТРОЯЩИХСЯ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПЛЕКСА МЕРОПРИЯТИЙ

РСН 297—78

Срок действия продлен
до 01.01.91 - [illegible] 1990

Утверждена

Государственным комитетом Совета Министров УССР по делам строительства. Приказ № 23 от 31 января 1978 г.

Киев 1978

УДК 624.131.23

Настоящая Инструкция разработана в развитие действующих строительных норм и правил на основе «Указаний по проектированию 9-этажных крупнопанельных жилых домов на просадочных грунтах II-го типа с применением комплекса мероприятий», РСН 270—74 и содержит требования к проектированию и расчету бескаркасных жилых домов высотой до 9 этажей включительно со стенами из панелей, крупных блоков и кирпича, возводимых в грунтовых условиях I- и II-го типов по просадочности.

Инструкция разработана НИИСК Госстроя СССР, Днепропетровским филиалом НИИСП Госстроя УССР ордена Трудового Красного Знамени НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР и КиевЗНИИЭП Госгражданстроя при участии ДИИТ МПС СССР и ГПИ «Укргипропромсельстрой» ГК «Союзсельхозтехника» СССР (приложение 6). При подготовке Инструкции использованы данные экспериментальных исследований 9-этажного крупнопанельного жилого дома серии 1-464 Д-85 в г. Днепропетровске, выполненных в 1973—1975 гг. Днепропетровским филиалом НИИСП Госстроя УССР совместно с другими институтами и организациями.

С введением настоящей Инструкции с 1 июля 1978 г. теряют силу следующие нормативные документы:

1. Временные технические указания по проектированию жилых зданий на лессовых грунтах города Днепропетровска, РСН 221—70.
2. Временные указания по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на лессовых грунтах Среднего Приднепровья, РСН 241—72.
3. Указания по проектированию 9-этажных крупнопанельных жилых домов на просадочных грунтах II-го типа с применением комплекса мероприятий, РСН 270—74.

Научное редактирование Инструкции выполнили: докт. техн. наук КЛЕПИКОВ С. Н., канд. техн. наук РОЗЕНФЕЛЬД И. А. (НИИСК Госстроя СССР), инж. ЗАВОРОТНИЙ А. Ф., канд. техн. наук ИЗОТОВ Ю. Л. (НИИСП Госстроя УССР), докт. техн. наук КРУТОВ В. И. (НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР), канд. техн. наук ШЕВЕЛЕВ В. Б. (КиевЗНИИЭП Госгражданстроя), инж. ПЕТРОВ О. Б. (Госстрой УССР).

© Государственный комитет Совета Министров УССР по делам строительства (Госстрой УССР), 1978

Государственный комитет Совета Министров УССР по делам строительства (Госстрой УССР)	Республиканские строительные нормы	РСН 297—78 Госстрой УССР
	Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий	Взамен РСН 221—70 РСН 241—72 РСН 270—74

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящая Инструкция распространяется на проектирование и привязку бескаркасных жилых домов высотой до 9 этажей включительно с несущими стенами из панелей, крупных блоков и кирпича, строящихся на площадках с II-м типом грунтовых условий по просадочности с максимальной величиной просадки грунтов от собственной массы не более 1 м, определяемой по формуле

$$S^{м}_{пр.\ гр} = \Sigma \delta_{пр\,i} h_i m, \qquad (1)$$

где $\delta_{пр\,i}$ — относительная просадочность грунта i-го слоя в пределах толщины зоны просадки грунта от собственной массы, определенная при его полном водонасыщении при давлении, равном природному в середине рассматриваемого слоя;

Внесены Научно-исследовательским институтом строительных конструкций Госстроя СССР Днепропетровским филиалом Научно-исследовательского института строительного производства Госстроя УССР Ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР Зональным научно-исследовательским и проектным институтом типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий Госгражданстроя при Госстрое СССР (Киев)	Утверждены приказом Госстроя УССР № 23 от 31 января 1978 г.	Срок введения с 1 июля 1978 г.

h_i — толщина i-го слоя грунта, м;

m — коэффициент условий работы основания, принимаемый равным 1,0,

при величине условного радиуса кривизны земной поверхности $R_{ус}$ не менее вычисленной по формуле (26) приложения I, и не менее 750 м.

Обеспечение прочности, устойчивости и эксплуатационной надежности зданий производится путем применения комплекса мероприятий, включающего подготовку оснований, водозащитные и конструктивные меры.

Примечания: 1. При просадке грунтов от собственной массы более 1 м или $R_{ус} < 750$ м проектирование и привязка жилых домов должны производиться на основе указаний п. 1.3, а, б.

2. Требования настоящей Инструкции могут быть распространены на проектирование и привязку:

многоэтажных жилых домов на площадках с I-м типом грунтовых условий по просадочности в тех случаях, когда по каким-либо обоснованным причинам не могут быть устранены просадочные свойства грунтов в пределах деформируемой зоны основания или применена прорезка просадочной толщи свайными или другими глубокими фундаментами;

бескаркасных зданий общественного назначения, имеющих конструктивные системы, аналогичные конструктивным системам жилых домов.

1.2. Проектирование и привязка бескаркасных жилых домов высотой до 9 этажей включительно на просадочных грунтах должны производиться с учетом требований СНиПа на проектирование оснований зданий и сооружений и Руководства к нему, СНиПа на производство и приемку работ по устройству оснований и фундаментов и Руководства к нему, СНиПа на наружные сети водоснабжения и канализации, а также на внутренний водопровод и канализацию зданий, Инструкции по проектированию конструкций панельных жилых домов и Инструкции по проектированию и устройству грунтовых подушек и обратных засыпок методом послойного уплотнения на лёссовых просадочных грунтах и др.

1.3. При возможном замачивании просадочных грунтов основания вследствие местного или интенсивного замачивания грунтов сверху либо подъема уровня грунтовых вод необходимо при проектировании и привязке жилых домов руководствоваться одним из следующих принципов:

а) устранение просадочных свойств грунта в пределах просадочной толщи в результате глубинного уплотнения

грунтовыми сваями, предварительным замачиванием нижних слоев просадочных грунтов, в том числе с глубинными взрывами, а также химическим или термическим закреплением и другими проверенными на практике методами;

б) прорезка просадочных грунтов основания свайными фундаментами из забивных, набивных, буронабивных и других свай, а также столбами или лентами из грунта, закрепленного химическим, термическим или другими способами;

в) подготовка основания путем уплотнения просадочного грунта тяжелыми трамбовками, устройства грунтовой подушки из местных глинистых грунтов или двухслойного уплотнения (сочетания уплотнения тяжелыми трамбовками и устройством грунтовой подушки), обеспечивающих полное или частичное устранение просадочных свойств основания в пределах глубины деформируемой зоны (п. 2.6) под фундаментами здания, и создание маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию сверху грунтов основания на всю величину просадочной толщи и повышению степени влажности грунта до полного насыщения;

водозащитные мероприятия, снижающие вероятность замачивания грунтов на всю глубину просадочной толщи и, вследствие этого, величину просадки грунта от собственной массы;

конструктивные меры, обеспечивающие прочность, устойчивость и эксплуатационную надежность зданий при возможных просадках грунтов в основании.

1.4. Проектирование и привязка жилых домов с применением комплекса мероприятий, перечисленных в п. 1.3, *в*, настоящей Инструкции, выполняется в тех случаях, когда применение мероприятий, перечисленных в п. 1.3, а, б, не может быть осуществлено по техническим или экономическим соображениям.

1.5. Неполное устранение просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны основания, а также неполная прорезка просадочных грунтов свайными или другими глубокими фундаментами (п. 1.3, а, б) допускаются только на площадках с I-м типом грунтовых условий по просадочности при условии, что суммарные величины осадок и просадок не превышают предельно допустимых величин для проектируемых зданий по условиям

обеспечения их прочности, устойчивости, а также технологических требований нормальной эксплуатации.

1.6. Для строительства в грунтовых условиях I-го типа по просадочности следует, как правило, применять проекты жилых зданий, разработанные для строительства в обычных грунтовых условиях.

Прочность и эксплуатационная надежность зданий должны быть обеспечены:

устранением просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны основания путем уплотнения тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых подушек, возведением фундаментов в вытрамбованных котлованах, снижением давления на грунт до величины начального просадочного давления, химическим или термическим закреплением грунтов;

прорезкой просадочной толщи глубокими фундаментами из забивных, набивных, буронабивных и других свай, столбов или лент из закрепленного грунта.

При частичном устранении просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны следует руководствоваться указаниями п. 2.8.

1.7. При разработке проектов перспективной застройки новых площадок, кварталов, микрорайонов с целью максимального снижения стоимости строительства следует предусматривать предпостроечную подготовку территорий, сложенных просадочными толщами с II-м типом грунтовых условий, путем устранения просадочных свойств грунтов в пределах просадочной толщи предварительным замачиванием нижних слоев просадочных грунтов, в том числе с глубинными взрывами (п. 1.3, а).

1.8. При проектировании и привязке зданий в грунтовых условиях II-го типа по просадочности с применением комплекса мероприятий расчет конструкций должен производиться на воздействие расчетных деформаций основания, возникающих при искривлении земной поверхности вследствие замачивания и просадки нижних слоев просадочной толщи под действием массы вышележащих грунтов. Просадку грунтов от нагрузки, передаваемой фундаментами здания, следует, как правило, полностью устранять путем устройства под зданием уплотненного грунтового слоя в пределах деформируемой зоны основания.

При частичном устранении просадки в деформируемой зоне необходимо, помимо воздействий от искривле-

ния земной поверхности, учитывать неравномерные деформации основания, вызванные просадкой грунта в слое, лежащем между подошвой уплотненного грунтового слоя и нижней границей деформируемой зоны (п. 2.8).

Расчет зданий на воздействия искривления земной поверхности при просадке грунтов от собственной массы и на неравномерные осадки при частичном устранении просадочности грунтов в деформируемой зоне может выполняться в соответствии с приложением 1.

Применение свайных фундаментов, не полностью прорезающих толщу просадочных грунтов, а также ленточных, плитных и других фундаментов без полного или частичного устранения просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне основания не допускается.

1.9. Выбор мероприятий по обеспечению прочности и нормальной эксплуатации зданий должен производиться при разработке технического проекта на основе технико-экономического анализа с учетом возможной величины просадки, мощности просадочной толщи, конструктивных особенностей зданий, условий их эксплуатации, вероятности замачивания грунтов основания на всю величину просадочной толщи, взаимосвязи с соседними зданиями и коммуникациями, производственных возможностей строительных организаций и др.

1.10. При проектировании и привязке жилых домов согласно п. 1.3, *в*, необходимо учитывать возможность появления следующих деформаций, вызванных просадкой грунтов основания при замачивании:

максимальной просадки основания на участке рассматриваемого здания, определенной для наиболее неблагоприятных условий, т. е. при интенсивном замачивании грунтов на всю глубину просадочной толщи до полного водонасыщения на площади шириной не менее глубины просадочной толщи;

возможной просадки грунта от собственной массы, возникающей при местном замачивании на площади, шириной менее глубины просадочной толщи;

расчетной просадки, определяемой с учетом неполного водонасыщения при устройстве комплекса водозащитных мероприятий;

средней просадки здания или его отсека, вычисленной как средневзвешенное значение абсолютных максималь-

ных возможных или расчетных просадок отдельных фундаментов, с учетом их площади и количества;

разности просадок, отнесенной к отдельным фундаментам, связанным надфундаментной конструкцией, вызванной различными нагрузками на фундаменты, неоднородностью грунтов основания и характером их увлажнения при наиболее неблагоприятном расположении увлажненной зоны по отношению к рассматриваемым фундаментам;

крена здания (отсека), проявляющегося при неравномерном или одностороннем замачивании просадочных грунтов в основании или при неравномерном подъеме уровня грунтовых вод, определенного как отношение разности просадок крайних фундаментов к расстоянию между ними;

относительного прогиба здания, частично следующего за деформациями основания при замачивании просадочных грунтов, вследствие чего в наземных конструкциях возникают дополнительные усилия.

1.11. Обеспечение нормальной эксплуатации зданий (отсеков) достигается ограничением возможных суммарных величин осадок и просадок здания, его кренов, относительных прогибов, не превышающих предельно допустимых величин, соответствующих пределу их эксплуатационной надежности, условиям обеспечения нормальной работы лифтов и архитектурно-эстетическим требованиям.

1.12. В проектах домов, возводимых в грунтовых условиях II-го типа по просадочности с применением комплекса мероприятий согласно п. 1.3. *в*, рекомендуется предусматривать установку в цокольной части геодезических марок для наблюдения за осадками и кренами зданий. Марки рекомендуется располагать в уровне цокольного пояса на наружных стенах.

Установку марок и наблюдения за осадками следует выполнять в соответствии с [1].

1.13. При разработке или привязке проектов зданий на площадках с II-м типом грунтовых условий по просадочности с применением комплекса мероприятий следует предусматривать возможность возникновения и развития кренов здания или его отсеков, что должно учитываться при проектировании лифтовых шахт путем включения в проект мероприятий для возможности последующего

восстановления нормального положения зданий согласно п. 4.40.

1.14. При возможных кренах отсеков, превышающих эксплуатационные пределы, и невозможности восстановления нормальной работы лифтов в соответствии с указаниями п. 4.40 допускается выправлять отсеки в проектное положение методом регулируемого замачивания грунтов их оснований (при расстоянии между зданиями не менее 0,8 глубины просадочной толщи) либо с помощью поддомкрачивания на основе специально разработанных проектов.

1.15. Для обеспечения массового строительства многоэтажных жилых домов на просадочных толщах с II-м типом грунтовых условий типовыми проектами зданий или блок-секций с оптимальным комплексом защитных мероприятий (п. 1.3) следует выполнять типовое проектирование из расчета на просадку грунтов от собственной массы $S_{пр.\,гр.}$, м, в интервалах 0,10÷0,25; 0,26÷0,50; 0,51÷0,75 и 0,76÷1,0 м при соответствующих значениях расчетной полудлины криволинейного участка просадки грунтов от собственной массы r, м. Выбор вариантов расчетных сочетаний $S_{пр.\,гр}$ и r для типового проектирования рекомендуется производить в соответствии с табл. 1.

Таблица 1

Вариант	Расчетные значения $S_{пр.\,гр.}$ и r для разработки типовых проектов, м								Условия строительства
	$S_{пр.\,гр}$	r	$S_{пр.\,гр.}$	r	$S_{пр.\,гр.}$	r	$S_{пр.\,гр.}$	r	
1	0,25	35	0,50	45	—	—	—	—	Легкие
	0,10	23,5	0,26	35	—	—	—	—	
2	0,25	28,5	0,50	36,5	0,75	41,5	—	—	Средние
	0,10	19	0,26	29,0	0,51	37	—	—	
3	0,25	20	0,50	26	0,75	29,5	1,0	32	Тяжелые
	0,10	13,5	0,26	20,5	0,51	26	0,76	29,5	

1.16. Типовой проект здания или блок-секции, предназначенный для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, должен содержать такие данные, необходимые при привязке:

а) деформационные характеристики основания, принятые при расчете конструкций;

б) область применения проекта в зависимости от величины возможной просадки основания от собственной массы грунтов, глубины просадочной толщи и радиуса просадочной воронки;

в) рекомендации по выбору толщины уплотненного грунтового слоя в зависимости от величины начального просадочного давления, величин дополнительных напряжений по глубине толщи от нагрузки фундаментов и др.;

г) рекомендации по назначению состава и объема комплекса мероприятий, предусмотренных п. 1.3, *в*, в зависимости от конкретных условий площадки строительства;

д) величины обобщенных расчетных усилий M_{max} и Q_{max}, на действие которых рассчитывались конструкции здания;

е) ширину осадочных швов в свету;

ж) величины дополнительных горизонтальных расчетных усилий, возникающих при замыкании осадочных швов при просадке основания, определяемые в соответствии с приложением 4;

з) места установки и конструкцию контактных устройств, рекомендации по их монтажу в осадочных швах (приложение 5).

Примечание. При проектировании жилых домов блок-секционным методом данные по п. 1.16, е, ж, и, приводятся в пояснительной записке к элементам блокировки секций (ЭБС).

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ

2.1. Основания бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах, проектируются по деформациям в соответствии с требованиями СНиПа на проектирование оснований зданий и сооружений на основе учета:

инженерно-геологического строения и физико-механических характеристик грунтов застраиваемого участка;

конструктивных особенностей фундаментов и здания;

условий эксплуатации проектируемых зданий (возможности замачивания грунтов в основании, особых архитектурно-эстетических требований и т. п.);

требований к обеспечению бесперебойной работы лифтов в зданиях высотой более 5 этажей.

2.2. При проектировании и привязке жилых домов на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий согласно п. 1.3, *в*, подготовка оснований выполняется с целью:

устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей или части деформируемой зоны от нагрузки фундаментов;

создания в основании здания сплошного маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию нижележащих просадочных грунтов.

повышения плотности, прочностных характеристик и снижения сжимаемости грунтов в случае их водонасыщения.

2.3. Расчетные давления R на основания из уплотненных лессовых грунтов определяются в соответствии со СНиПом на проектирование оснований зданий и сооружений как для грунтов естественного сложения с использованием расчетных значений прочностных характеристик уплотненного грунта φ_{II} и c_{II}, полученных испытанием уплотненных до заданной плотности грунтов в водонасыщенном состоянии по схеме консолидированного дренированного сдвига с предварительным уплотнением испытываемых образцов нормальным давлением, равным 1,2 и 3 кгс/см².

2.4. Для предварительного назначения размеров фундаментов зданий, а также при отсутствии расчетных значений φ_{II} и c_{II} уплотненных грунтов, расчетные значения R на уплотненные грунты допускается определять по формулам:

при $h \leqslant 2$ м

$$R = R_0\left[1 + 0{,}05\left(\frac{b - b_1}{b_1}\right)\right]\left(\frac{h + h_1}{2h_1}\right), \text{ тс/м}^2; \qquad (2)$$

при $h > 2$ м

$$R = R_0\left[1 + 0{,}05\left(\frac{b - b_1}{b_1}\right)\right] + 0{,}2\gamma_{II}(h - h_1) \text{ тс/м}^2; \qquad (3)$$

где R_0 — условные значения расчетного давления (табл. 2), соответствующие фундаментам с шириной подошвы $b_1 = 1$ м и глубиной заложения $h_1 = 2$ м;

b, h — соответственно фактические ширина и глубина заложения фундамента, м;

Таблица 2

Вид уплотненного грунта	R_0	
	Объемная масса скелета $\gamma_{ск}$, $тс/м^3$	
	1,60	1,70
Супесь	2	2,5
Суглинок	2,5	3
Глина	3	3,5

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями $\gamma_{ск}$ значения R_0 определяются интерполяцией.

$\gamma_п$ — расчетное значение объемной массы грунта, расположенного выше подошвы фундамента, $тс/м^3$.

2.5. Расчетным состоянием оснований по влажности считается полное водонасыщение, т. е. степень влажности уплотненных грунтов, залегающих непосредственно под подошвой фундаментов, не менее 0,8.

2.6. При полном устранении просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны $h_{дф}$ от нагрузки, передаваемой фундаментом, давление на подстилающий неуплотненный лессовый грунт естественной структуры не должно превышать начального просадочного давления $p_{пр}$ грунтов этого слоя:

$$p_{пр} \geqslant p_{0z} + p_{бz}, \tag{4}$$

где p_{0z} — дополнительное давление на кровле подстилающего неуплотненного просадочного грунта от нагрузки, передаваемой фундаментом, $тс/м^2$;

$p_{бz}$ — природное давление на кровле этого слоя, $тс/м^2$.

Примечание. Деформируемой зоной $h_{дф}$ называется толща просадочного грунта ниже подошвы фундамента, в пределах которой суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственной массы грунта превышают начальное просадочное давление $p_{пр}$ и на нижней границе которой равны $p_{пр}$.

Глубину деформируемой зоны $h_{дф}$ рекомендуется определять по приложению 3.

2.7. Величина расчетного давления на уплотненный грунт R из условия обеспечения несущей способности подстилающего слоя определяется по формуле:

$$R \leqslant \frac{P_{пр} - P_{бz} + \alpha P_б}{\alpha}, \tag{5}$$

где $p_б$ — природное давление по отметке заложения фундаментов, кгс/см²;

α — коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на кровле неуплотненного слоя, определяемый по СНиПу на проектирование оснований зданий и сооружений.

2.8. При неполном устранении просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне основания $h_{дф}$ следует определять возможные просадки от нагрузки фундаментов $S_{пр.н}$ в слое неуплотненного просадочного грунта $h_н$, лежащего между подошвой уплотненного слоя и нижней границей деформируемой зоны, по формуле

$$S_{пр.н} = h_н \delta_{пр.ср} m_i \qquad h_н = h_{дф} - h_{упл}, \tag{6}$$

где $h_{упл}$ — толщина уплотненного грунтового слоя;

$\delta_{пр.ср}$ — средняя величина относительной просадочности грунта в слое $h_н$, определяемая при его полном водонасыщении при давлениях, равных сумме природного и дополнительного давлений в рассматриваемом слое (см. приложение 6);

m — коэффициент условий работы основания, принимаемый: при $h_{упл} < 1{,}5$ м — по формуле (13) приложения 3 СНиП II-15—74 для условного фундамента шириной b_z, определяемой по формуле (20) СНиП II-15—74, а при $h_{упл} \geqslant 1{,}5$ м величина $m = 1$.

2.9. При суммарных величинах неустраненных просадок $S_{пр.н}$ и осадок S_i фундаментов или их неравномерности, превышающих предельные значения, установленные СНиП II-15—74, проектирование и привязка зданий в грунтовых условиях II-го типа по просадочности должны производиться с учетом воздействий на них неравномерных деформаций основания совместно с воздействиями просадки грунтов от их собственной массы согласно приложению 1.

2.10. Осадки фундаментов на уплотненных основаниях вычисляются в соответствии с СНиПом на проектирование оснований зданий и сооружений по схеме двухслойного основания, состоящего из слоя уплотненного грунта и залегающего ниже его неуплотненного грунта естественной структуры.

Модуль деформации грунтов основания следует принимать по данным результатов полевых испытаний

статической нагрузкой стандартными штампами при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии для:

уплотненных грунтов — на отметке заложения фундаментов;

подстилающих грунтов естественного сложения — на глубине, превышающей на 0,5 м нижнюю границу уплотненного слоя.

Примечание. При отсутствии данных испытаний штампа для предварительных расчетов допускается принимать значения модулей деформации уплотненных грунтов до плотности не менее 1,65 тс/м³ по табл. 3.

Таблица 3

Вид уплотненного грунта	Модуль деформации, *кгс/см²*	
	при естественной влажности, близкой к оптимальной	в водонасыщенном состоянии
Супесь	200	150
Суглинок	250	200

2.11. При проектировании зданий с применением комплекса мероприятий и при наличии гидрогеологического прогноза необходимо предусматривать вероятность обводнения соответствующей толщи грунтов в основании зданий вследствие подъема уровня грунтовых вод и определять расчетом ожидаемые величины просадок грунтов в различные периоды положения уровня грунтовых вод, а также величину максимальной просадки при наиболее высоком уровне грунтовых вод.

При проектировании водонесущих сетей, в том числе самотечных, их вводов и выпусков, следует учитывать ожидаемые деформации основания и скорость их развития, увязанные с гидрогеологическим прогнозом подъема уровня грунтовых вод.

2.12. Подготовка основания в соответствии с требованиями п. 2.2 может производиться по всей застраиваемой площади путем уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками или устройства грунтовых подушек. При соответствующем технико-экономическом обосновании может применяться двухслойное уплотнение основания, сочетающее уплотнение грунта тяжелыми трамбовками с устройством грунтовой подушки.

Выбор метода подготовки оснований производится с учетом его технической эффективности, влияния дополнительных воздействий на близрасположенные здания, сооружения и сети, а также производственных возможностей строительных организаций.

2.13. Проект подготовки основания уплотнением грунтов должен разрабатываться на основе материалов инженерно-геологических изысканий, содержащих данные о глубине и строении просадочной толщи, возможной величине просадки от нагрузки фундаментов и собственной массы грунтов, типе грунтовых условий по просадочности, наличии грунтовых вод и тенденции к изменению их уровня, а также об основных характеристиках грунтов в природном состоянии (объемная и удельная масса, влажность на границе раскатывания и границе текучести, относительная просадочность, начальное просадочное давление и пр.).

Основным работам по уплотнению просадочных грунтов должно предшествовать опытное уплотнение, которое производится в процессе строительства для уточнения отдельных параметров проекта, предусмотренных пп. 2.18 и 2.26. Работы по опытному уплотнению должны выполняться в соответствии с требованиями СНиПа на производство и приемку работ при устройстве оснований и фундаментов зданий и сооружений.

2.14. Уплотнение грунтов трамбованием должно выполняться с поверхности дна котлована путем свободного сбрасывания на уплотняемую площадь с высоты 5—7 м трамбовки массой 4—6 тс диаметром основания 1,4÷1,8 м в соответствии со СНиПом на производство и приемку работ при устройстве оснований и фундаментов.

2.15. Уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками применяется:

при степени влажности уплотняемого грунта не более 0,7;

при требуемой глубине уплотнения не свыше 3,5 м;

при расположении уплотняемой площадки на расстоянии не менее 10 м от зданий и сооружений, находящихся в удовлетворительном состоянии, и не менее 15 м от зданий, имеющих трещины, а также от инженерных коммуникаций, выполненных из чугунных, керамических, асбестоцементных и железобетонных труб.

2.16. Устройство грунтовых подушек, выбор оборудования для их изготовления, методы контроля качества

уплотнения осуществляются в соответствии с РСН по проектированию и устройству грунтовых подушек и обратных засыпок и СНиПом на производство и приемку работ при устройстве оснований и фундаментов.

2.17. Грунтовые подушки применяются в тех случаях, когда не может быть применено уплотнение тяжелыми трамбовками, при:

степени влажности просадочных грунтов в основании фундаментов более 0,7;

необходимости устройства в основании фундаментов уплотненного слоя толщиной свыше 3,0 м;

отсутствии оборудования для уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками;

расположении существующих зданий и сооружений на расстояниях, меньших чем указано в п. 2.15.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УПЛОТНЕНИЯ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

2.18. В проекте подготовки основания путем уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками должны быть указаны:

план и разрезы котлована с размерами уплотняемой площади и контурами фундаментов здания;

необходимая глубина уплотнения;

величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов;

размеры, масса и высота сбрасывания трамбовки;

необходимое количество ударов трамбовки;

величина понижения уровня трамбуемой поверхности;

требуемая плотность грунта в уплотненном слое;

оптимальная влажность уплотняемого грунта и, при необходимости, количество воды для доувлажнения грунта;

расчетное давление на уплотненный грунт.

2.19. Размеры уплотняемой площади в плане определяются в зависимости от назначения уплотнения, размеров и расположения фундаментов, нагрузок на них и др.

Для устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны и необходимости создания в основании сплошного маловодопроницаемого экрана уплотнение производится по всей площади здания. При этом размеры уплотняемой площади принимаются боль-

ше размеров здания по наружным граням фундаментов в каждую сторону не менее 1 м для 5-этажных домов и 3 м для 9-этажных.

Примечание. Со стороны, противоположной вводам и выпускам водонесущих коммуникаций, уширение уплотняемой площади под 9-этажными домами допускается уменьшать до 1,5 м.

2.20. Проектная глубина уплотнения $h_{упл}$ просадочных грунтов тяжелыми трамбовками в основании фундаментов должна назначаться из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах глубины деформируемой зоны, определяемой по приложению 3 или путем последовательного удовлетворения равенства

$$h_{упл} = \frac{p_{пр} - p\alpha - \gamma'_{II} h(1-\alpha)}{\gamma_{II}}, \qquad (7)$$

где $p_{пр}$ — начальное просадочное давление, тс/м²;

p — давление на грунт по подошве фундамента за вычетом природного давления, тс/м²;

γ_{II} — объемная масса грунта уплотненного слоя при степени влажности более 0,8, тс/м³;

γ'_{II} — объемная масса грунта выше отметки заложения фундамента, тс/м³;

h — глубина заложения фундамента, м;

α — коэффициент уменьшения дополнительного давления в грунте от нагрузки фундамента на глубине $h + h_{упл}$, принимаемый согласно СНиПу на проектирование оснований зданий и сооружений.

Если условие (7) удовлетворить не удается, глубина уплотнения $h_{упл}$ принимается равной 1,5 ширины подошвы фундамента, но не менее 2 м. При этом проектирование зданий следует производить с учетом требований п. 2.8.

2.21. Глубина уплотнения тяжелыми трамбовками определяется технической возможностью метода и вычисляется по формуле

$$h_{упл} = K_y d, \qquad (8)$$

где K_y — коэффициент пропорциональности, принимаемый по данным экспериментальных исследований для супесей и суглинков равным 1,8;

d — диаметр применяемой трамбовки.

2.22. Требуемая плотность грунта в уплотненном слое назначается исходя из полного устранения просадочных свойств грунтов, обеспечения проектной сжимаемости и прочности уплотненных грунтов и задается средним значением объемной массы скелета грунта в уплотненном слое и на его нижней границе.

Для большинства распространенных на территории УССР лессовых грунтов средняя плотность уплотненного слоя должна быть не ниже 1,65 тс/м³, а плотность на нижней границе уплотненной зоны не менее 1,55 ÷ ÷ 1,6 тс/м³.

2.23. Величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов, используемая при разработке котлованов, принимается равной величине понижения трамбуемой поверхности

$$\Delta h = 1{,}2 h_{\text{упл}} \left(1 - \frac{\gamma_{\text{ск. ест}}}{\gamma_{\text{ск. упл}}} \right), \qquad (9)$$

где $h_{\text{упл}}$ — толщина уплотненного слоя, м, принимаемая по п. 2.20;

$\gamma_{\text{ск.ест}}$ — объемная масса скелета грунта в естественном залегании, тс/м³;

$\gamma_{\text{ск.упл}}$ — среднее значение объемной массы скелета (плотности) уплотненного грунта, тс/м³,

$$\gamma_{\text{ск. упл}} = \frac{\gamma_{\text{ск. ест}} + \gamma_{\text{ск. max}}}{2}. \qquad (10)$$

Объемная масса скелета грунта у поверхности уплотненного слоя

$$\gamma_{\text{ск. max}} = \frac{\gamma_s}{1 + \dfrac{0{,}1 W_e \gamma_s}{\gamma_w}}, \qquad (11)$$

где γ_s — удельная масса грунта, тс/м³;

W_e — влажность уплотняемого грунта у поверхности котлована, проц.;

γ_w — удельная масса воды, равная 1 тс/м³.

2.24. До начала работ по уплотнению следует уточнить природную влажность и плотность грунта на уплотняемую глубину.

Уплотнение производится при влажности, близкой к оптимальной W_0 в долях единицы

$$W_0 = W_p - (0{,}01 \div 0{,}03). \qquad (12)$$

Если природная влажность грунта ниже оптимальной на 5% и более, следует доувлажненить его водой. Необходимое количество воды A на 1 м³ грунта определяется по формуле

$$A = \gamma_{\text{ск. упл}} (kW_0 - W), \qquad (13)$$

где $\gamma_{\text{ск.упл}}$ — среднее значение объемной массы скелета уплотненного грунта, т/м³;

$W_р$ — влажность на границе раскатывания;

W — природная влажность в долях единицы;

k — коэффициент, учитывающий потери воды на испарение, принимаемый равным 1,1.

2.25. Размеры и масса трамбовок назначаются в зависимости от требуемой глубины уплотнения, формы и размеров уплотняемых площадей, грузоподъемности имеющегося кранового оборудования и т. п. Кроме того, при определении массы трамбовок учитывается удельное статическое давление по их основанию, которое должно быть не ниже 0,2 кгс/см².

Высота сбрасывания трамбовок определяется длиной стрелы применяемого кранового оборудования и должна быть от 5 до 7 м.

Примечание. При доуплотнении верхнего разрыхленного слоя грунта высота сбрасывания трамбовок принимается равной 1—2 м.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

2.26. В проекте устройства грунтовых подушек должны быть указаны:

толщина и размеры грунтовой подушки в плане;

планы и размеры котлованов для устройства грунтовой подушки;

рекомендуемый вид и физико-механические характеристики отсыпаемого грунта;

значение оптимальной влажности;

требуемая плотность грунта в подушке;

типы грунтоуплотняющих механизмов и ориентировочное количество их проходов для уплотнения грунтов до требуемой прочности;

расчетное давление на уплотненный грунт подушки.

2.27. Необходимая толщина грунтовой подушки $h_{\text{упл}}$ определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне основания по

формуле (7). При значительной толщине грунтовой подушки или невозможности удовлетворения условия (7) толщина подушки $h_{упл}$ назначается в соответствии с требованиями п. 2.20.

2.28. Назначение размеров грунтовых подушек в плане производится в зависимости от размеров фундаментов здания, их конфигурации в плане, принятого давления на грунт; целевого назначения подушек, удобства производства земляных работ и т. п.

Размеры подушек в уровне подошв фундаментов назначаются в соответствии с требованиями п. 2.19.

2.29. Проект планировки котлована должен разрабатываться с учетом принятых размеров и толщины грунтовых подушек, расположения фундаментов, типов грунтоуплотняющих механизмов.

2.30. Грунтовые подушки следует устраивать из однородных глинистых грунтов оптимальной влажности. Значение оптимальной влажности W_o принимается равным W_p.

При влажности грунта ниже оптимальной более чем на 0,05 (абсолютное значение) следует производить доувлажнение его до оптимальной влажности. Необходимое количество воды на 1 м^3 грунта определяется по формуле (13).

2.31. При устройстве грунтовых подушек объемная масса скелета уплотненного грунта должна быть не ниже 1,60 тс/м^3.

КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

2.32. Качество уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками и при устройстве грунтовых подушек должно соответствовать требованиям СНиПа на производство и приемку работ по устройству оснований и фундаментов и РСН по проектированию и устройству грунтовых подушек и обратных засыпок.

2.33. Контроль качества уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками и при устройстве грунтовых подушек должен выполняться лабораторией строительной организации в процессе производства работ по уплотнению грунтов (п. 2.35), а также авторским надзором и инспекцией заказчика.

При несоответствии качества выполненных работ требованиям проекта или технологической схеме произ-

водства работ, обнаруженном в процессе производства, организация, выполняющая работы по подготовке оснований, обязана уплотнить грунт повторно, после чего производится повторный контроль.

Замечания контролирующей организации фиксируются в журнале производства работ, а устранение дефектов — в акте на скрытые работы.

2.34. При уплотнении просадочных грунтов тяжелыми трамбовками и при послойном уплотнении укаткой должен производиться систематический контроль:

качества работ по подготовке котлованов для уплотнения;

соответствия грунта принятому в проекте, его однородности, наличия органических включений, строительного мусора, наплывов мерзлого грунта и др.;

влажности грунта;

соответствия типа уплотняющих механизмов принятым в проекте или в технологической схеме производства работ;

количества проходов (ударов) грунтоуплотняющих механизмов;

объемной массы скелета уплотненного грунта.

2.35. Качество уплотнения грунтов проверяется путем определения объемной массы их скелета при уплотнении трамбованием через 0,25—0,5 м по глубине, а при послойном уплотнении укаткой — в середине каждого слоя (пп. 2.22 и 2.31). Количество пунктов определения плотности принимается согласно СНиПа на производство и приемку работ по устройству оснований и фундаментов.

2.36. Прочностные характеристики уплотненных грунтов определяются в процессе проведения инженерно-геологических изысканий на уплотненных в лабораторных условиях образцах грунта, который может быть использован для создания уплотненного слоя в основании фундаментов. Расчетные значения прочностных характеристик уплотненного грунта принимаются по результатам лабораторных испытаний его образцов, плотность которых соответствует фактической, достигнутой при уплотнении грунта тяжелыми трамбовками или при устройстве грунтовых подушек.

Уплотнение образцов грунта и их испытания должны выполняться в соответствии с [2, 6].

3. ВОДОЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Водозащитные мероприятия при строительстве зданий на просадочных грунтах осуществляются с целью снижения вероятности замачивания грунтов в основании, исключения замачивания на всю величину просадочной толщи и проявления полной возможной величины просадки, контроля состояния водонесущих сетей, возможности их осмотра и быстрого ремонта, обеспечения своевременного предотвращения и выявления источников замачивания грунтов в основании и др.

3.2. В комплекс водозащитных мероприятий входят: компоновка генплана, планировка застраиваемой территории, устройство под зданиями маловодопроницаемых экранов, качественная засыпка пазух котлованов и траншей, устройство отмосток, прокладка водонесущих коммуникаций с исключением возможности утечки из них воды и обеспечением свободного их осмотра, ремонта, отвода аварийных вод и др.

3.3. Компоновка генеральных планов застройки должна предусматривать максимальное сохранение естественного стока поверхностных вод. Размещение зданий, перегораживающих или затрудняющих сброс поверхностных вод, не допускается.

3.4. Здания и сооружения с мокрым технологическим процессом следует располагать в пониженных частях застраиваемой территории с учетом наклона подстилающих водоупорных слоев, на участках с высоким расположением уровня грунтовых вод, с наличием дренирующего слоя, подстилающего просадочную толщу грунтов, на расстоянии от жилых зданий не менее:

1,5 величины просадочной толщи при наличии ниже ее дренирующего слоя;

3,0 величины просадочной толщи при водонепроницаемом подстилающем слое, но не более 40 м.

Примечание. Величину просадочного слоя следует считать от поверхности естественного рельефа.

3.5. Проект вертикальной планировки застраиваемой площадки или строительного участка должен разрабатываться с использованием путей естественного стока атмосферных и талых вод. Планировка под одну отметку не допускается. Все поверхностные воды следует отво-

дить с территории строительства через постоянно действующую ливнесточную сеть за пределы застраиваемой территории. Ливнесточная сеть должна обеспечивать пропуск наибольшего расхода ливневых вод в данном районе.

3.6. Прорезка экранов из уплотненного грунта, лежащих в основании фундаментов домов, траншеями для прокладки инженерных коммуникаций на глубину более $^1/_3$ их толщины не допускается.

Толщина грунтового экрана ниже дна траншей должна быть не менее 1,5 м.

3.7. По периметру каждого здания должна быть устроена водонепроницаемая отмостка. Независимо от конструкции отмостка должна иметь подготовку из местного уплотненного грунта толщиной не менее 0,15 м.

Ширина отмостки для организованного отвода воды с крыш и от здания должна быть не менее 1,5 м для 5-этажных и 2 м — для 9-этажных домов.

В поперечном направлении отмосткам следует придавать уклон не менее 0,03, а отметка бровки отмостки должна превышать планировочную отметку не менее чем на 0,05 м.

Вода, попадающая на отмостку, должна сбрасываться в ливнесточную канализационную сеть или водосборные лотки, проложенные через зеленые зоны или тротуары.

3.8. Проектирование внутренних и наружных санитарно-технических устройств должно выполняться с учетом возможного подъема уровня грунтовых вод в районе застройки (п. 2.11).

ВНУТРЕННИЕ САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ УСТРОЙСТВА

3.9. В технических подпольях жилых зданий разрешается прокладывать транзитные коммуникации (водонесущие сети, канализацию, слаботочные и электрические кабели напряжением не более 1 кВ) при условии устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны основания, а также все внутридомовые разводки трубопроводов, кабелей, объединенные выпуски внутридомовой канализации из расчета 1 выпуск на 3—4 секции.

3.10. Внутренние самотёчные и напорные трубопроводы следует прокладывать, как правило, выше уровня

пола подвального этажа или технического подполья. Они должны быть доступны для осмотра и ремонта.

3.11. Все транзитные коммуникации, прокладываемые в подвалах или подпольях, не должны пересекать лестничных клеток, мусоропроводов, колясочных и других помещений.

Пересечение канализационными трубопроводами деформационных швов между смежными отсеками здания не допускается.

3.12. Водозащита грунтов основания от утечек изнутри здания должна обеспечиваться конструкцией водонепроницаемых полов и лотков в технических подпольях и подвалах, устройством компенсаторов в местах пересечения деформационных швов смежных отсеков внутренними трубопроводами и примыкания полов к стенам, а также с помощью гибких стыков трубопроводов канализационных сетей, выполненных на эластичных заполнителях.

Отверстия для пропуска трубопроводов в смежных стенах деформационных швов должны проектироваться согласно п. 4.24. При пересечении деформационных швов трубопроводы следует заключать в футляры из труб большего диаметра или прокладывать в закрытых сборных железобетонных лотках, которые должны выступать за внутренние грани стен на 10 см.

3.13. Грунт обратной засыпки в основании полов выше водонепроницаемого экрана необходимо уплотнить до 1,55 тс/м^3 и более.

Водонепроницаемость полов может повышаться с помощью сплошного водоизолирующего слоя (полимерные пленки, рубероид, толь-кожа), наклеенного на бетонную подготовку, с выведением его краев на стены по периметру помещений. В местах примыкания полов к стенам следует устраивать бетонные бортики-плинтусы высотой 15 см, прижимающие к стенам края водоизолирующего ковра.

Уклоны полов к водосборным лоткам должны быть не менее 0,01, уклоны лотков — не менее 0,003÷0,005.

Чистые, а также загрязненные аварийные воды должны сбрасываться в объединенный выпуск канализации.

3.14. Покрытия жилых зданий должны проектироваться с внутренними водостоками для отвода ливневых и талых вод в ливнесточную сеть.

Проектирование внутренних водостоков должно осуществляться в соответствии со СНиПом на внутренний водопровод и канализацию зданий.

Не допускается присоединение к одному стояку воронок, расположенных по разным сторонам деформационных швов.

При отсутствии в районе строительства ливнесточной канализационной сети допускается выпуск воды из внутренних водостоков предусматривать в открытые водонепроницаемые лотки, проложенные через зеленые зоны или тротуары (п. 3.7). Отвод воды должен производиться с помощью специально устроенной местной ливнесточной сети со сбросом в безопасные места за пределами территории, подлежащей застройке.

Выпуск воды из внутренних водостоков в хозяйственно-бытовую канализацию не допускается.

3.15. Все технические подполья и подвалы должны быть оборудованы постоянным электрическим освещением в соответствии с [3].

3.16. Трубопровод выпуска от здания до смотрового канализационного колодца должен прокладываться в перекрытом водонепроницаемом лотке с устройством контрольного колодца в соответствии с требованиями СНиПа на проектирование внутренних и наружных сетей водоснабжения и канализации.

3.17. Примыкание каналов к фундаментам здания должно быть герметичным и выполняться с учетом возможных неравномерных просадок канала (лотка) и фундамента здания. В грунтовых условиях I-го типа по просадочности расстояние по горизонтали от наружной поверхности труб до наружного обреза фундаментов здания должно быть не менее 5 м.

В грунтовых условиях II-го типа длина канала от наружного обреза фундамента здания до контрольного колодца принимается согласно табл. 4.

Таблица 4

Толщина слоя просадочного грунта ниже подошвы фундаментов здания, *м*	Длина канала, *м* при диаметре труб, *мм*		
	До 100	От 100 до 300	Более 300
До 5	Как для непросадочных грунтов		
Более 5 до 12	5	7,5	10
Более 12	7,5	10	15

3.18. В грунтовых условиях I-го типа по просадочности проектирование колодцев должно выполняться без учета просадочных свойств грунтов. В грунтовых условиях II-го типа в основании колодцев следует предусматривать уплотнение на глубину 1 м и устраивать водонепроницаемые днища и стенки колодцев ниже трубопроводов.

Поверхность земли вокруг люков колодцев должна быть спланирована с уклоном 0,03 от колодца на расстоянии, превышающем на 0,3 м пазухи котлована.

3.19. Вводы водопроводов и теплосетей, а также выпуски канализации и водостоков, расположенные ниже пола технического подполья или подвала, должны присоединяться к внутридомовым сетям в водонепроницаемых приямках, доступных для обслуживания. Глубина приямка должна соответствовать отметке дна канала для выпусков.

3.20. Систему отопления следует проектировать таким образом, чтобы подводки к нагревательным приборам не пересекали осадочных швов здания.

При соответствующем обосновании рекомендуются секционные системы отопления для каждого отсека здания, отделенного осадочными швами. Наиболее целесообразно применять секционные системы отопления при транзитной прокладке теплосетей через технические подполья жилых домов.

НАРУЖНЫЕ САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ УСТРОЙСТВА

3.21. Защита просадочных грунтов оснований зданий и сооружений на застраиваемой территории от возможного замачивания аварийными водами из наружных водонесущих сетей должна осуществляться в соответствии с требованиями СНиПа на проектирование наружных сетей и сооружений водоснабжения и канализации.

3.22. Внутридомовые канализационные сети следует группировать в объединенные выпуски из зданий через контрольные колодцы с последующим подключением их в ближайший колодец сети хозяйственно-фекальной канализации.

3.23. При траншейной прокладке водопроводных и канализационных сетей минимальные расстояния в плане от наружных поверхностей труб до граней фундаментов принимаются в соответствии с табл. 4.

Примечание. При невозможности соблюдения указанных в табл. 4 расстояний прокладка трубопроводов у зданий должна предусматриваться в водонепроницаемых каналах с обязательным устройством выпусков аварийных вод из каналов в контрольные устройства и удалением из них воды в безопасные места рельефа.

3.24. Стыки сборных железобетонных лотков следует выполнять в обоймах с устройством глиняных замков.

3.25. Материал труб для сетей водопровода и канализации при их траншейной прокладке применяется в зависимости от типа грунтовых условий, возможной величины просадки грунта от собственной массы и назначения водовода согласно требованиям СНиПа на проектирование внутренних и наружных сетей и сооружений водопровода и канализации.

3.26. Напорные и самотечные трубопроводы в грунтовых условиях I-го типа по просадочности проектируются без учета просадочных свойств грунтов.

В грунтовых условиях II-го типа по просадочности проектирование трубопроводов производится в соответствии с требованиями СНиПа на проектирование наружных сетей и сооружений водоснабжения и канализации.

3.27. Все коммуникации, уложенные в подпольях, подвалах, каналах, лотках и т. п., должны иметь антикоррозионное покрытие и должны быть защищены от блуждающих токов.

СБРОС АВАРИЙНЫХ ВОД

3.28. Для водозащиты просадочных грунтов рекомендуется применять предохранительные устройства в системах сброса аварийных вод и сигнализационные устройства, оповещающие об утечках воды, которые устанавливаются в специальных водонепроницаемых приямках или контрольных колодцах и испытываются вместе с системой сброса аварийных вод.

3.29. При проектировании сети аварийной сигнализации необходимо разрабатывать схемы расстановки датчиков в местах наиболее вероятного появления аварийных вод.

3.30. Коммутация от электрических контактов датчиков выполняется из расчета электрического напряжения 12—36 В и включается в систему звукового и светового оповещения (звонки, табло), входящую в схему объединенной диспетчерской службы или смонтированную в дежурном помещении районных котельных.

3.31. В распоряжении персонала дежурных котельных должны находиться схемы всех водонесущих сетей зоны обслуживания с указанием пунктов расположения запорных устройств (задвижек) водоводов на случай выключения отдельных трасс или их участков при аварии. Запорные устройства трубопроводов, а также температурные компенсаторы теплофикационных сетей должны монтироваться в водонепроницаемых контрольных колодцах.

3.32. Наблюдения за утечкой воды из трубопроводов, проложенных в просадочных грунтах, должны осуществляться согласно требованиям СНиПа на проектирование наружных сетей и сооружений водоснабжения и канализации.

3.33. Аварийные воды из контрольных колодцев следует откачивать или при наличии местных условий отводить в сброс на территорию, не подлежащую застройке.

4. КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

4.1. Указания настоящего раздела предназначены для проектирования бескаркасных жилых домов с применением комплекса мероприятий в соответствии с п. 1.3, *в*.

Применение конструктивных мероприятий при проектировании или привязке жилых домов в грунтовых условиях I-го типа по просадочности должно предусматриваться только в случаях, когда, по обоснованным соображениям, не могут быть выполнены требования п. 1.5

4.2. При проектировании конструкций бескаркасных жилых домов для строительства на просадочных грунтах следует руководствоваться требованиями максимальной унификации архитектурно-планировочных и конструктивных решений, а также индустриальных изделий заводского изготовления, обеспечивающей возможность применения проектов, разработанных для строительства в обычных грунтовых условиях.

Для застройки территорий, где имеет место сочетание просадочных грунтов и горных выработок, должны применяться унифицированные проекты, разработанные с учетом эксплуатации домов в этих условиях.

4.3. Конструкции зданий, возводимых в грунтовых условиях II-го типа по просадочности с применением комплекса мероприятий для обеспечения их прочности,

устойчивости и эксплуатационной надежности, должны рассчитываться на:

воздействие искривления основания под зданием вследствие просадки грунта от собственной массы (см. приложение 1);

воздействие неравномерных просадок основания от нагрузки фундаментов в случае неполного устранения просадочности грунтов в деформируемой зоне основания (п. 2.8);

воздействие горизонтальных деформаций основания (см. приложение 2);

воздействие усилий, возникающих в контактных устройствах крупнопанельных домов при замыкании деформационных швов (приложение 4).

В грунтовых условиях I-го типа по просадочности расчет конструкций зданий производится при частичном устранении просадочных свойств грунта в деформируемой зоне на просадку, определяемую в соответствии с п. 2.8.

4.4. Панельные жилые дома, предназначенные для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности с применением комплекса мероприятий, следует проектировать на основе жестких конструктивных схем:

с поперечными, продольными и торцовыми несущими стенами и перекрытиями из панелей, опертых по четырем сторонам, размером на конструктивную ячейку;

с внутренними и наружными продольными и торцовыми несущими стенами, поперечными диафрагмами жесткости и перекрытиями из длиномерных настилов или панелей, опирающихся, в основном, по двум сторонам.

4.5. Крупноблочные и кирпичные жилые дома, предназначенные для строительства в грунтовых условиях II-го типа с применением комплекса мероприятий, следует проектировать по жесткой конструктивной схеме с продольными несущими стенами и опиранием элементов перекрытий по двум сторонам на продольные стены.

Допускается применять конструктивные схемы крупноблочных и кирпичных жилых домов, основанные на поперечных несущих и продольных самонесущих стенах, с опиранием элементов перекрытий по двум сторонам на несущие поперечные стены.

4.6. Жесткая конструктивная схема осуществляется объединением несущих элементов здания в единую

пространственную жесткую систему. Все несущие элементы, их соединения и сопряжения должны быть рассчитаны на дополнительные усилия, вызванные просадкой грунтов основания (п. 4.3).

4.7. Длину отсеков бескаркасных жилых домов с жесткой конструктивной схемой, запроектированных согласно указаниям пп. 4.4 и 4.5, следует принимать кратной длине жилой секции, но не более:

в грунтовых условиях II-го типа по просадочности для домов высотой до 5 этажей — 25 м, до 9 этажей — 30 м;

в грунтовых условиях I-го типа по просадочности при полностью или частично устраненной просадочности грунтов в деформируемой зоне основания — как для зданий, строящихся в обычных грунтовых условиях;

при неустраненной просадочности грунтов в деформируемой зоне — как в грунтовых условиях II-го типа по просадочности.

Примечание. Увеличение длины отсеков в грунтовых условиях II-го типа по просадочности допускается только в случае положительных результатов натурного эксперимента с искусственным глубинным замачиванием просадочного основания под зданием с удлиненными отсеками. Для целей экспериментального строительства при соответствующем технико-экономическом обосновании допускается проектировать жилые дома с разрезкой на отсеки длиной в две жилые секции, но не более 55 м.

4.8. При надлежащем расчетном обосновании может допускаться привязка в грунтовых условиях II-го типа по просадочности типовых проектов жилых домов, разработанных для строительства в обычных грунтовых условиях и рассчитанных на усилия от неравномерной осадки основания. В этих случаях основным защитным мероприятием, помимо водозащиты основания и устранения просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне основания, является разрезка здания на замкнутые отсеки без дополнительного усиления их конструкций. Максимально допустимая длина отсеков устанавливается статическим расчетом согласно приложению 1.

4.9. Осадочные швы между отсеками здания должны обеспечивать их свободный крен при неравномерных деформациях основания.

Ширину осадочных швов для обеспечения независимой работы отсеков в грунтовых условиях II-го типа по просадочности следует назначать расчетом в соответст-

вии с приложением 2, но не менее 100 мм в 5-этажных и 250 мм — в 9-этажных домах.

4.10. Ширина осадочных швов между отсеками жилых домов, возводимых в грунтовых условиях I-го типа по просадочности с полностью или частично устраненной просадочностью грунтов в деформируемой зоне, назначается как при проектировании зданий в обычных грунтовых условиях.

4.11. В местах расположения осадочных швов следует предусматривать парные утепленные поперечные стены, имеющие сопротивление теплопередаче не менее $0{,}8\,R_o^{тр}$ наружной стены.

С фасадной стороны швы должны быть закрыты нащельником и утеплены легкосжимаемым материалом, не препятствующим взаимному смещению наружных стен при неравномерных вертикальных деформациях основания.

В уровне покрытия швы должны быть перекрыты компенсационным устройством, защищающим также от попадания строительного мусора, бетона, раствора и др.

4.12. Отсеки жилых домов, проектируемых для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, должны иметь, как правило, прямоугольную в плане форму и сквозные несущие или самонесущие наружные и внутренние продольные и поперечные стены.

Наружные стены располагают симметрично относительно продольной и поперечной осей отсека. Продольные внутренние несущие стены следует проектировать без изломов.

Для создания эркеров и лоджий допускается излом наружных стен в плане на величину не более 1,8 м при наличии внутренней продольной стены на участке излома с развязкой внутренних выступов излома поперечными стенами. Поперечные стены должны быть сквозными. Осевые смещения внутренних поперечных стен здания в плане для домов с поперечными несущими стенами не допускаются более 0,8 м; при этом общее количество смещений не должно превышать $^1/_5$ от общего числа внутренних поперечных стен.

4.13. Проектирование или привязку жилых домов сложной конфигурации в плане или протяженностью, превышающей требования п. 4.7 при невозможности разрезки на отсеки, следует производить на основе мероприятий, предусмотренных п. 1.3, а, б.

ФУНДАМЕНТНО-ПОДВАЛЬНАЯ ЧАСТЬ

4.14. Фундаментно-подвальную часть жилых домов, проектируемых для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, следует рассчитывать на воздействие горизонтальных перемещений, возникающих при просадке грунта от собственной массы, и конструировать по комбинированной или жесткой конструктивным схемам.

Выбор конструктивной схемы фундаментно-подвальной части здания производится на основе расчетных обоснований в соответствии с приложением 2.

4.15. Жесткая конструктивная схема фундаментно-подвальной части здания осуществляется путем устройства ленточного фундамента, жестко соединенного с наземными конструкциями здания, имеющего монолитную или сборно-монолитную железобетонную фундаментную подушку, а также цокольный пояс по верху фундаментных блоков (в уровне перекрытия над подпольем или подвалом).

4.16. Комбинированная конструктивная схема выполняется путем устройства шва скольжения между сборной фундаментной подушкой и монолитным железобетонным поясом над нею с устройством цокольного пояса в уровне перекрытия над подпольем или подвалом.

Плоскость шва скольжения должна быть тщательно выровнена. Отклонения от вертикали не должны превышать 5 мм на 1 м длины шва.

Варианты конструктивного решения шва скольжения представлены в приложении 2.

4.17. Фундаменты следует закладывать на одной отметке по уплотненному грунтовому слою, устроенному под всем зданием в соответствии с указаниями разд. 2. Глубина заложения фундаментов должна приниматься минимальной согласно СНиПу на проектирование оснований зданий и сооружений.

При секционных зданиях, строящихся на крутом рельефе, и разных отметках подошв фундаментов отсеков переход от менее заглубленного отсека к более заглубленному следует устраивать уступами не круче 1 : 2 при высоте уступа не более 60 см. Фундаменты примыкающих отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении 1,5 м и более от оси осадочного шва.

Конструкция фундаментов в зоне осадочных швов должна обеспечивать независимость вертикальных перемещений отсеков при просадке основания.

4.18. Подвалы и подполья следует располагать под всем отсеком здания. Высота технического подполья, в котором укладываются внутренние коммуникации, должна быть не менее 1,6 м.

4.19. При разных отметках заложения фундаментов следует устраивать фундаментный пояс под всем отсеком в одном уровне на самой высокой отметке заложения фундаментов. При этом кладка фундаментов ниже фундаментного пояса может выполняться из бетонных блоков, а также из бетонной, бутобетонной или бутовой кладки.

4.20. Цокольная (подвальная) часть здания может выполняться:

монолитной из бетона марки не ниже 150;

сборной из крупных бетонных блоков с устройством по верху и низу блоков замкнутых монолитных железобетонных поясов и монолитных железобетонных связей в пересечениях и углах стен;

в зданиях панельной конструкции — сборно-монолитной из цокольных панелей. При этом в верхней и нижней частях цокольных панелей должны закладываться арматурные пояса, соединяемые в узлах электросваркой. Бетон замоноличивания (марки не ниже 150) должен образовывать шпонки, воспринимающие вертикальную поперечную силу совместно с монолитным фундаментом. При необходимости шпонки могут выполняться в нескольких уровнях по высоте цокольных панелей.

Устройство проемов в местах примыкания поперечных фундаментных стен к продольным не допускается.

Конструкция цокольной части и сечения железобетонных поясов и шпонок определяются из расчета вертикального сечения стены на воздействие максимальной поперечной силы.

4.21. Для устройства железобетонных поясов следует применять бетон марки не ниже 200 и арматуру из стали класса А-III.

4.22. Следует избегать устройства местных заглублений фундаментов. При необходимости в местных заглублениях необходимо обеспечивать прочность и устойчивость конструкций в месте заглубления от влияния бокового давления грунта при горизонтальном перемещении

основания и отделять швом скольжения местные заглубления от основной конструкции.

4.23. В плоскости опирания конструкций наземной части здания на фундаменты следует устраивать горизонтальную гидроизоляцию в виде цементной стяжки толщиной 2—3 см с водостойкими добавками. При наличии гидрогеологического прогноза подъема уровня грунтовых вод на территории застройки следует в проектах зданий предусматривать мероприятия по гидроизоляции полов и стен подвалов (подполий) исходя из ожидаемого максимального уровня грунтовых вод и соответствующей величины создаваемого ими подпора.

4.24. В фундаментах или стенах подвалов и подполий для прокладки трубопроводов следует предусматривать отверстия, обеспечивающие зазор между верхом трубы и строительными конструкциями, равные $^1/_3$ расчетной величины просадки основания от собственной массы грунтов, но не менее 0,2 м. Расстояние от низа трубы до подошвы фундамента должно быть не менее 0,5 м.

Зазоры в проемах заполняются плотным эластичным водо- и газонепроницаемым материалом.

4.25. В технических подпольях и подвалах не допускается размещение складов и других хозяйственных помещений, затрудняющих сток аварийных вод в канализацию и систематическое наблюдение за состоянием водоводов. Располагать в подвалах душевые, санузлы и другие помещения с мокрыми процессами не разрешается.

НАЗЕМНАЯ ЧАСТЬ ЗДАНИЙ

4.26. В проектах жилых домов, предназначенных для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, необходимо для восприятия дополнительных усилий, вызванных просадкой грунтов основания, усиливать прочность наземных конструкций здания с помощью устройства поэтажных непрерывных поясов и усиления связей между конструктивными элементами. При проектировании или привязке зданий на основе указаний п. 4.8 усиление несущих конструкций зданий производить не требуется.

4.27. Поэтажные пояса в панельных зданиях следует образовывать путем выпуска и стыкования на сварке арматуры из панелей в уровне надпроемных перемычек.

Стыковые соединения должны тщательно замоноличиваться тяжелым бетоном. Для стен подвалов целесообразней применение цокольных панелей с поясами в верхнем и нижнем уровнях.

В крупноблочных зданиях поэтажные пояса образуются из поясных и перемычечных блоков, армируемых и соединяемых между собою стальными связями на сварке. Стыки между блоками замоноличиваются.

Поэтажные пояса в зданиях с несущими кирпичными стенами следует проектировать железобетонными или армокирпичными. Железобетонные пояса могут быть сборно-монолитными или монолитными.

4.28. В местах излома стен (лоджии, эркеры) в жилых домах со стенами из крупных блоков или кирпича стеновые и фундаментные пояса должны проходить прямолинейно и, кроме того, повторять изломы стен. В качестве прямолинейных элементов пояса допускается использовать конструкции перекрытий, которые должны быть усилены в месте изломов и иметь надежные связи с конструкциями основного пояса.

4 29. Наружные стеновые панели зданий следует проектировать размером «на комнату» однослойными из легкого бетона или трехслойными с несущими слоями из тяжелого бетона марки не ниже 150.

4.30. Связь наружных продольных стеновых панелей с поперечными в панельных домах должна осуществляться с помощью панелей или настилов перекрытий, а также бетонных шпонок.

Соединение панелей наружных стен следует производить в двух уровнях по высоте панели петлевыми или сварными связями. В уровне надоконной перемычки в 9-этажных домах допускается установка одной связи

4 31. Армирование стеновых панелей в зданиях производится сварными каркасами и сетками по расчету. Участки панелей вблизи углов проемов следует усиливать постановкой дополнительных сеток.

4 32. Вертикальные поперечные силы, возникающие вследствие просадки основания и действующие в плоскости стен по вертикальным стыкам в зданиях панельной конструкции, следует воспринимать бетонными шпонками, образованными путем замоноличивания узловых соединений стеновых панелей. Помимо этого, в вертикальных стыках между панелями необходимо устраивать не менее двух дополнительных замоноличиваемых бетон-

ных шпонок в пределах высоты каждого этажа. Марка бетона замоноличивания должна быть не ниже 150.

4.33. Несущие стены крупноблочных и кирпичных жилых домов, предназначенных для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, а также в грунтовых условиях I-го типа, при невозможности выполнения требований п. 1.5 следует проектировать из крупных стеновых блоков, изготавливаемых из кирпича, легких бетонов или естественного камня, а также из монолитной кирпичной кладки. Несущие стены из легкобетонных блоков и блоков из естественного камня следует проектировать с двухрядной разрезкой. При проектировании стен из кирпичных блоков рекомендуется применять трехрядную разрезку.

4.34. Расстояния между поперечными стенами в жилых домах, строящихся в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, должны быть не более 1,5 ширины здания (при наличии среднего ряда колонн) и не более 2 ширин в зданиях с тремя продольными несущими стенами. Во всех случаях расстояние между поперечными стенами не должно превышать 18 м.

4.35. Для обеспечения пространственной жесткости зданий следует использовать, помимо торцовых и межсекционных, стены лестничных клеток. При этом одна из стен лестничной клетки должна быть продолжена на всю ширину здания.

4.36. Ослабление несущих стен вентиляционными каналами должно компенсироваться дополнительным армированием в виде горизонтальных сварных сеток, объединенных поперечными арматурными каркасами, расположенными в поперечных стенках каналов.

4. 37. Перемычки в крупноблочных и кирпичных стенах жилых домов, возводимых в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, следует проектировать железобетонными с опиранием в кладку не менее 0,25 м на каждой опоре. Устройство клинчатых или арочных перемычек не допускается. Необходимо совмещать перемычки с поэтажными поясами.

4.38. Устройство балконов, эркеров и карнизов следует предусматривать в виде консольных вылетов панелей перекрытий или покрытия.

4.39. Панели междуэтажных перекрытий должны образовывать жесткие диски и соединяться между собой связями. Швы между панелями следует замоноличивать

цементным раствором марки не ниже 150. Кроме того, панели перекрытий должны соединяться стальными связями со стенами здания. Для восприятия сдвигающих усилий в швах между панелями перекрытий и наружных стен (в панельных зданиях) необходимо устройство замоноличиваемых бетонных шпонок.

4.40. При разработке проектов жилых домов, оборудованных пассажирскими или грузовыми лифтами, предназначенных для строительства в грунтовых условиях II-го типа по просадочности или в грунтовых условиях I-го типа при невозможности соблюдения требований п. 1.5, следует предусматривать мероприятия по восстановлению нормальной эксплуатации лифтов при кренах зданий или отсеков, превышающих допустимые для лифтов. Это достигается путем устройства обособленных регулируемых лифтовых шахт, отделенных от конструкций лестничной клетки зазорами, позволяющими регулировать вертикальность положения шахт в необходимых пределах, а также с помощью устройства ниш в фундаментах самонесущих конструкций для установки домкратов или других выравнивающих устройств.

4.41. Отделку фасадов кирпичных зданий следует производить лицевым кирпичом под расшивку или другими материалами, являющимися элементами кладки. Облицовка стен тяжелыми плитами, за исключением цоколей зданий, а также применение крупноразмерных керамических облицовок допускаются при условии принятия специальных конструктивных мер, предупреждающих возможность отрыва и обрушения облицовочных плит при неравномерных осадках здания.

РАСЧЕТ ЖИЛЫХ ДОМОВ ЖЕСТКОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ НА ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРОСАДКИ ОСНОВАНИЯ *

1. Расчет конструкций бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах, должен производиться:

в грунтовых условиях I-го типа по просадочности — при неполном устранении просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны $h_{дф}$ на неравномерные просадки грунта в слое $h_н$, лежащем между подошвой уплотненного грунтового слоя $h_{упл}$ и нижней границей деформируемой зоны;

в грунтовых условиях II-го типа по просадочности — на воздействие искривления земной поверхности, возникающего вследствие просадки нижних слоев $h_{св}$ просадочной толщи под действием собственной массы вышележащего грунтового массива. При слиянии деформируемой зоны с зоной просадки грунта от собственной массы вычисление величины просадки от собственной массы следует производить с учетом дополнительных напряжений от нагрузки фундаментов, действующих ниже деформируемой зоны. При неполном устранении просадочности грунтов в пределах деформируемой зоны следует дополнительно учитывать неравномерные деформации от просадки в слое $h_н = h_{дф} - h_{упл}$.

2. Статический расчет конструкций жилых домов на неравномерные деформации грунтового основания может выполняться при:

$\frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75$ — как одномерной балочной системы бесконечной жесткости (штампа);

$\frac{H_д}{2l} < 0{,}75$ — как балки конечной жесткости.

Здесь $H_д$ — высота здания от подошвы фундамента до карниза; $2l$ — длина здания или его отсека.

Примечание. Для зданий с поперечными несущими стенами вместо длины здания $2l$ следует подставлять длину поперечной стены B.

* Настоящее приложение подготовлено на основе расчетных положений содержащихся в [4].

Нагрузка на такие системы принимается равномерно распределенной и равной суммарной нагрузке от всего здания на основание, отнесенной к длине здания. Сопротивление сдвигу фундаментов по грунту в расчетах не учитывается.

3. В качестве расчетной модели основания принимается модель переменного коэффициента жесткости, механические свойства которой характеризуются средним коэффициентом C, тс/м^2, вычисляемым по ожидаемым деформациям основания:

$$C = \frac{p}{S_{ср}}, \qquad (1)$$

где p — средняя расчетная равномерно распределенная нагрузка на основание на 1 пог. м длины здания, тс/м;

$S_{ср}$ — средняя осадка здания, м.

Нагрузка p определяется по формуле

$$p = \frac{\Sigma p_i l_i}{2l}, \qquad (2)$$

где p_i — расчетная нагрузка на 1 пог. м длины подошвы i-го фундамента на основание, тс/м, определяемая по формуле

$$p_i = p_\Sigma - \gamma'_{II} h_i b_i, \qquad (3)$$

где p_Σ — суммарная расчетная нагрузка на 1 пог. м основания i-го фундамента, тс/м;

γ'_{II} — средняя объемная масса грунта выше подошвы фундамента, тс/м^3;

l_i, b_i, h_i — соответственно длина, ширина и глубина заложения i-го фундамента, м;

l — полудлина здания, м.

Средняя осадка $S_{ср}$ определяется по формуле, м:

$$S_{ср} = \frac{\Sigma S_i F_i}{\Sigma F_i}, \qquad (4)$$

где S_i — осадка i-го фундамента, м, вычисляемая согласно СНиПа на проектирование оснований зданий и сооружений для двухслойного основания, верхняя часть которого сложена грунтом уплотненного слоя, а нижняя — лессовыми грунтами естественной структуры и влажности;

F_i — площадь подошвы i-го фундамента, м^2.

4. В грунтовых условиях I-го типа по просадочности определение жесткости грунтов основания, тс/м², с учетом полного или частичного устранения просадочных свойств грунта в пределах деформируемой зоны основания производится по формуле

$$C_{\text{I}} = m_{\text{cI}} C, \tag{5}$$

где m_{cI} — коэффициент снижения жесткости основания, определяемый по формуле

$$m_{\text{cI}} = \frac{1 + \alpha_{\text{I}}}{2\alpha_{\text{I}}}. \tag{6}$$

Здесь α_{I} — коэффициент изменения сжимаемости основания при частичном устранении просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне, определяемый по формуле

$$\alpha_{\text{I}} = \frac{S_{\text{ср}} + S_{\text{пр.н}}}{S_{\text{ср}}}; \tag{7}$$

$S_{\text{пр.н}}$ — возможная величина просадки грунта в слое $h_{\text{н}}$ от действия нагрузки, передаваемой на него наиболее нагруженным фундаментом здания в сумме с давлением от массы грунта уплотненного слоя $h_{\text{упл}}$.

5. В грунтовых условиях II-го типа по просадочности вычисление средней жесткости основания C_{II} при просадке грунтов от собственной массы производится с учетом следующих положений:

сжимаемость водонасыщенного грунта в пределах увлажненной зоны, размеры которой возрастают с глубиной, значительно превышает сжимаемость этого же грунта при естественной влажности. Поэтому деформации здания или его отсеков, расположенных над увлажненной зоной, происходят за счет деформации водонасыщенных слоев грунта под действием массы вышележащей толщи, что вызывает просадку и искривление поверхности основания;

за пределами зоны увлажнения жесткость основания определяется величиной модуля деформации грунтов естественной влажности.

Средняя жесткость основания C_{II}, вычисляется по формуле, тс/м²:

$$C_{\text{II}} = m_{\text{cII}} C, \tag{8}$$

где $m_{сII}$ — коэффициент снижения жесткости основания при замачивании, определяемый в зависимости от расчетной полудлины криволинейного участка просадки грунта от собственной массы r по формулам:

$$r \geqslant l \qquad m_{сII} = \frac{1}{\alpha_{II}}; \tag{9}$$

$$r < l \quad m_{сII} = 1 - \frac{r}{l}\left(1 - \frac{1}{\alpha_{II}}\right). \tag{10}$$

Величина r, м, определяется по формуле

$$r = H(0{,}5 + m_{\beta} \operatorname{tg} \beta), \tag{11}$$

где H — полная величина просадочной толщи, м.

Значения величин $0{,}5 + m_{\beta} \operatorname{tg} \beta$ принимаются по таблице в зависимости от строения просадочной толщи.

Строение толщи	$0{,}5+m_{\beta}\ \operatorname{tg}\beta$	
	Лессовидная супесь	Лессовидный суглинок
Однородная	1,2	1,7
Фильтрационная способность верхнего слоя больше, чем нижнего	1,55	2,3
То же, меньше, чем нижнего	1,0	1,35

Коэффициент изменчивости сжимаемости основания α_{II} определяется по формуле

$$\alpha_{II} = 1 + \frac{e_{пр}}{e_{ос}}, \tag{12}$$

Средняя относительная деформация грунта $e_{пр}$ при просадке от собственной массы вычисляется по формуле

$$e_{пр} = \frac{S^{р}_{пр.\,гр}}{h_{св}}, \tag{13}$$

где $S^{р}_{пр.гр}$ — расчетная величина просадки от собственной массы грунта, вычисляемая согласно приложению 3 СНиПа на проектирование оснований зданий и сооружений с учетом неполного водонасыщения грунта при устройстве водозащитных мероприятий и спло-

шного маловодопроницаемого экрана из уплотненного грунта.

Толщина зоны просадки грунта от собственной массы $h_{св}$ определяется по формуле

$$h_{св} = H - \frac{P_{пр}}{\gamma_{II\,ср}}, \qquad (14)$$

где H — мощность просадочной толщи от дневной поверхности до кровли непросадочного слоя или уровня грунтовых вод, м;

$P_{пр}$ — начальное просадочное давление грунтов толщи, тс/м^2;

$\gamma_{IIср}$ — осредненная величина объемной массы, тс/м^3, грунтов, лежащих выше зоны просадки грунта от собственной массы, принимаемая при замачивании сверху с учетом полного водонасыщения грунтов.

Средняя относительная деформация основания с учетом уплотненного грунтового слоя в пределах деформируемой зоны e_{oc} определяется по формуле

$$e_{oc} = \frac{S_l}{z'_l}, \qquad (15)$$

где z'_i — толщина сжимаемой толщи основания от нагрузки, передаваемой i-м фундаментом.

Для ленточных фундаментов шириной b_i допускается вычислять величину z'_i по формуле

$$z'_l = A - \frac{h_l}{2}, \qquad (16)$$

где

$$A = 1{,}73\sqrt{\frac{P_0 b_l}{\gamma_{II}}};$$

P_0 — давление, передаваемое i-м фундаментом на грунт уплотненного слоя за вычетом природного давления, тс/м^2;

h_i — глубина заложения i-го фундамента, м;

γ_{II} — средняя объемная масса грунта, лежащего ниже подошвы фундамента, тс/м^3.

Значения коэффициентов m_{cII} могут приниматься по графику (рис. 1) в зависимости от величины α_{II} и r/l.

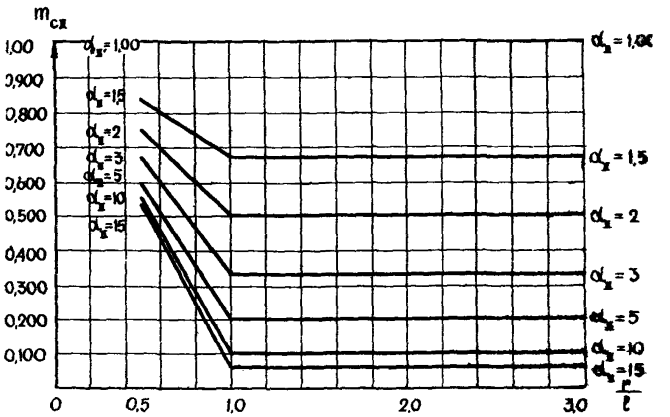


Рис. 1. График для определения коэффициентов $m_{сII}$.

6. В грунтовых условиях I-го типа по просадочности для расчета зданий (стен) на неравномерные деформации основания, возникающие при частичном устранении просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны, принимается модель основания с переменным коэффициентом жесткости C_I. Расчетная схема изменения C_I по длине здания представлена на рис. 2.

Определение величин максимальных обобщенных усилий (изгибающего момента $M_{max.I}$ и поперечной силы Q_{max} I) производится при:

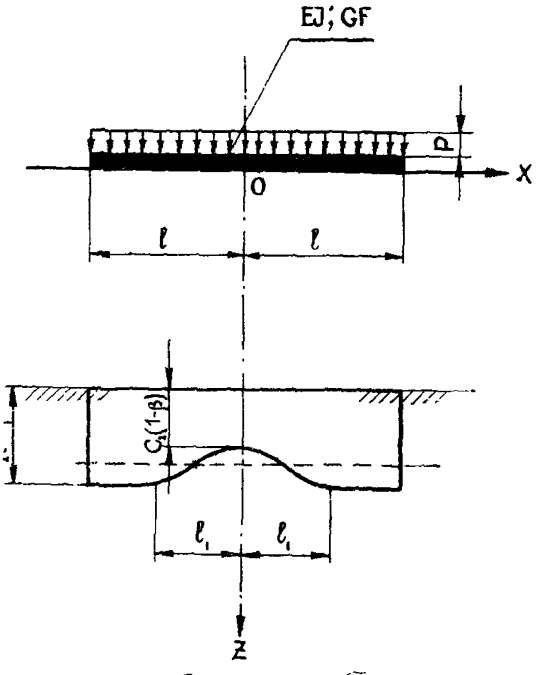
$\frac{H_д}{2l} < 0{,}75$ по формулам

$$M_{max.\,I} = \mp 2g\left(\frac{l_p}{\pi}\right)^2; \tag{17}$$

$$Q_{max.\,I} = \pm g\frac{l_p}{\pi}, \tag{18}$$

где

$$g = \frac{m_g P\beta}{1 + \frac{C_I}{EI_\nu}\left(\frac{l_p}{\pi}\right)^4(\omega+2)\left(1-\frac{\beta^2}{2}\right)}; \tag{19}$$



$$C_z(x) = \frac{C_z}{1+\beta}\left(1 - \beta \cos\frac{\pi x}{l_1}\right)$$

Рис. 2. Схема изменения коэффициента жесткости основания при расчете зданий на неравномерные просадки основания в случае неполного устранения просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне

$$(c_1(x) = \frac{c_1}{1+\beta}\left(1 - \beta \cos\frac{\pi x}{l_1}\right)$$

$$\omega = 1 + \left(\frac{\pi}{l_p}\right)^2 \frac{EI}{GF}; \qquad (20)$$

$$\beta = \frac{\alpha_1 - 1}{\alpha_1 + 1}; \qquad (21)$$

EJ, GF — соответственно приведенные изгибная и сдвиговая жесткости здания, приведенного к балке конечной жесткости:

$$l_p = l_1 \quad \text{при} \quad l_1 < l_n$$
$$l_p = l_n \quad \text{при} \quad l_1 \geqslant l_n$$

$$l_1 = 2\sqrt[4]{\frac{EI}{C_1}} \leqslant l_n; \qquad (22)$$

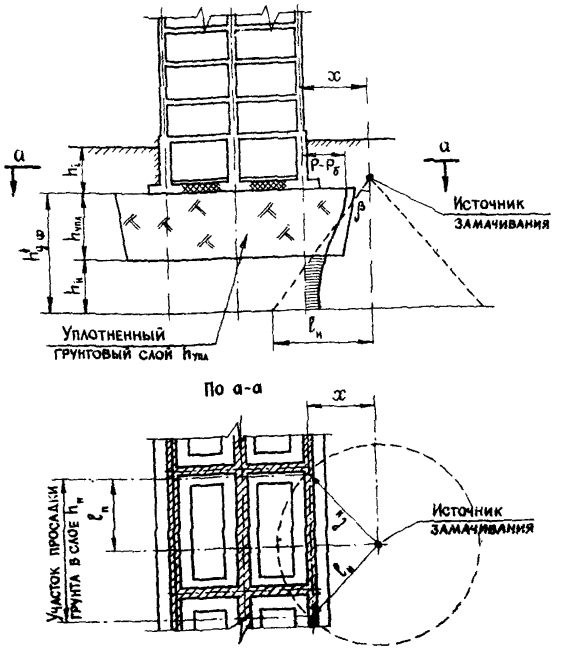


Рис. 3. Схема для определения полудлины участка не равномерной просадки грунта от нагрузки фундаментов.

m_g — коэффициент, корректирующий расчетную схему, равный 0,7;

$l_п$ — полудлина участка, на котором проявляется неравномерная просадка грунта от нагрузки фундаментов в слое $h_н = h_{дф} - h_{упл}$, лежащем ниже подошвы уплотненного слоя, определяемая (рис. 3) по формуле

$$l_п = \sqrt{l_н^2 - x^2}, \qquad (23)$$

$l_н$ — длина участка, на котором может проявиться неравномерная просадка грунта, вычисляемая по формуле (16) приложения 3 СНиП II-15—74

$$l_н = (h_i + h_{дф} - h_н) m_β \operatorname{tg} β;$$

x — расстояние от источника замачивания до оси рассматриваемого фундамента, м;

h_i — глубина заложения фундамента от планировочной отметки, м;

$h_и$ — глубина расположения источника замачивания, м.

Значения $m_\beta \operatorname{tg} \beta$ принимаются, если:

слой $h_н$ сложен лессовидными супесями

$$m_\beta \operatorname{tg} \beta = 0{,}7;$$

слой $h_н$ сложен лессовидными суглинками

$$m_\beta \operatorname{tg} \beta = 1{,}2.$$

Примечание. При $l_н \leqslant x$ возможность проявления неравномерной просадки грунта от нагрузки фундамента не учитывается.

При $\frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75$ по формулам:

$$M_{\max I} = \mp 1{,}4 p \beta \left(\frac{l_р}{\pi}\right)^2; \qquad (24)$$

$$Q_{\max I} = \pm 0{,}7 p \beta \frac{l_р}{\pi}. \qquad (25)$$

7. При расчете зданий на просадку грунтов от их собственной массы расчетная модель основания принимается в виде искривленного однородного винклеровского основания, характеризуемого коэффициентом средней погонной жесткости C_{II} (рис. 4).

Искривление земной поверхности приближенно описывается условным радиусом кривизны, определяемым по формуле

$$R_{ус} = \frac{r^2}{2S^р_{пр.\,гр}}(1 + m_n), \qquad (26)$$

где m_n — коэффициент, численно равный $S^р_{пр.гр}$ в м.

8. В грунтовых условиях II-го типа по просадочности максимальные величины обобщенных усилий $M_{max.II}$ и $Q_{max.II}$, возникающих в здании (стене) от воздействия просадки грунтов от собственной массы, могут вычисляться:

а) при $\frac{H_д}{2l} < 0{,}75$ по формулам

$$M_{\max II} = \frac{C_{II} \cdot l^4}{24 R_п}; \qquad (27)$$

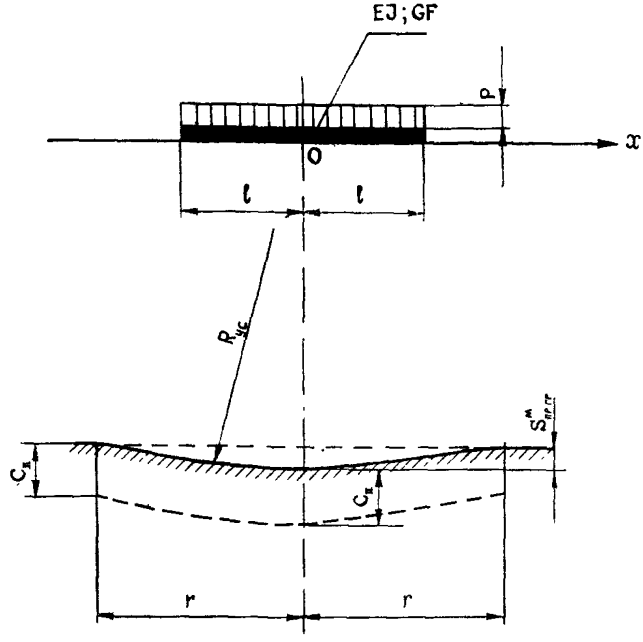


Рис. 4. Схема и основные расчетные параметры искривленного основания при расчете зданий на просадку грунтов от собственной массы.

$$Q_{\max\,II} = \frac{C_{II} l^3}{15{,}6 R_п}; \tag{28}$$

где

$$R_п = R_{ус}(1 + \xi_в)\psi; \tag{29}$$

$$\xi_в = \frac{C_{II} l^4}{12EI}\left(\frac{11}{30} + \frac{EI}{GFl^2}\right); \tag{30}$$

$$\left.\begin{array}{l} \text{при } r \leqslant l \quad \psi = 1; \\ \text{при } r > l \quad \psi = \dfrac{l^2}{tr^2}; \end{array}\right\} \tag{31}$$

$$t = \frac{l - r_{\min}}{r - r_{\min}} \geqslant 0{,}2; \tag{32}$$

$r_{\min}$ — минимальная полудлина криволинейного участка просадки грунта, соответствующая началу про-

садки под действием собственной массы, определяемая по формуле (11) при $H = P_{пр}/\gamma_{ср}$;

б) при $\frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75$ — по формулам (27)—(32), полагая, что $\xi_в = 0$.

9. При разработке типовых проектов жилых домов по расчетным значениям $S_{пр.гр}$ и r, приведенным в табл. 1 Инструкции (п. 1.15), вычисление величины средней жесткости основания $C_п$ следует производить дважды по формулам (8)—(10) — при максимальном и минимальном значениях r и соответствующих им величинах просадок $S_{пр.гр}$. Определение обобщенных усилий $M_{max\,II}$ и $Q_{max\,II}$ по формулам (27)—(32) производится по наибольшей из найденных величин $C_п$.

10. При неполном устранении просадочных свойств грунтов в деформируемой зоне основания при расчете зданий (стен) необходимо учитывать возможность одновременного воздействия на здание двух факторов — искривления основания вследствие просадки грунта от его собственной массы и неравномерных просадок основания в слое $h_н$.

Суммарные величины обобщенных изгибающих моментов ΣM_{max} и перерезывающих сил ΣQ_{max} от одновременного воздействия обоих факторов вычисляются по формулам:

$$\Sigma M_{max} = \sqrt{M^2_{max\,I} + M^2_{max\,II}}; \qquad (33)$$

$$\Sigma Q_{max} = \sqrt{Q^2_{max\,I} + Q^2_{max\,II}}. \qquad (34)$$

11. При привязке типовых проектов жилых домов в грунтовых условиях II-го типа по просадочности в соответствии с указаниями п. 4.8 Инструкции максимальная длина отсека не должна превышать меньшей из определенных по формулам (35) и (36) в зависимости от величин максимальных обобщенных усилий M_{max} и Q_{max}, на действие которых рассчитаны конструкции типового проекта. При этом предполагается, что просадочные свойства грунтов в пределах деформируемой зоны полностью устранены ($M_{max\,I} = 0$; $Q_{max\,I} = 0$):

$$(2l)_M = 2\sqrt[4]{\frac{24 M_{max} R_п}{C_{II}}}; \qquad (35)$$

$$(2l)_Q = 2\sqrt[3]{\frac{15{,}6Q_{max}R_п}{C_{II}}}. \qquad (36)$$

Значения $R_п$ и C_{II} вычисляются в зависимости от параметров грунтовой толщи на конкретной площадке строительства.

Длина отсеков не должна превышать предельных значений, установленных п. 4.7 Инструкции.

12. Распределение продольных усилий и перерезывающих сил в вертикальном сечении здания (стены) может производиться в соответствии с пп. 13—16 настоящего приложения при $\frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75$ (как для бесконечно жестких балок).

При $\frac{H_д}{2l} < 0{,}75$ распределение усилий в вертикальном сечении здания (стены) необходимо выполнять с помощью любых обоснованных методов как для балок конечной жесткости.

13. Распределение продольных усилий от максимального обобщенного изгибающего момента M_{max} в вертикальном сечении здания (стены) принимается в соответствии с рис. 5, *а*, *б*.

Примечание. Показанный на рис. 5 характер распределения продольных усилий получен в результате обобщения и упрощения данных расчетов сплошных балок-стенок, расчетов стен крупнопанельных зданий методом конечных элементов, материалов экспериментальных исследований крупнопанельных зданий на моделях и в натурных условиях на воздействия неравномерных оседаний основания.

При отношении высоты здания к его длине (ширине) $1 \geqslant \frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75$ продольные усилия распределяются на всю высоту здания (см. рис. 5, *а*); при $\frac{H_д}{2l} > 1$ продольные усилия определяются из условия их распределения на высоту, равную длине (ширине) здания (см. рис. 5, *б*).

Расстояние от низа фундаментных конструкций, воспринимающих усилия от изгиба здания, до нейтральной оси определяется по формулам:

при прогибе (изгиб здания выпуклостью вниз)

$$h_1 = 0{,}4l; \qquad (37)$$

при выгибе (изгиб здания выпуклостью вверх)

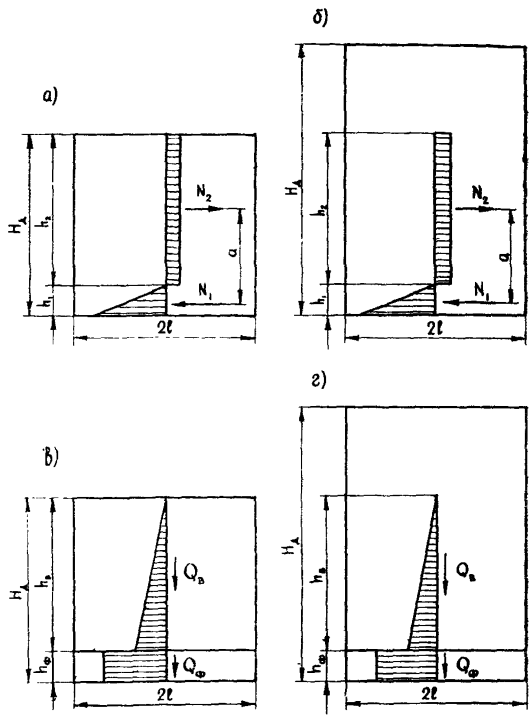


Рис. 5. Схемы распределения продольных и поперечных усилий в сечениях здания (стены).

$$h_1 = 0{,}2l. \tag{38}$$

Высота эпюры продольных усилий, расположенной выше нейтральной оси, определяется по формулам:

$$\text{при } 1 \geqslant \frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75 \quad h_2 = H_д - h_1; \tag{39}$$

$$\text{при } \frac{H_д}{2l} > 1 \quad h_2 = 2l - h_1. \tag{40}$$

14. Суммарные продольные (растягивающие или сжи-

мающие) усилия N_1 и N_2 в частях здания, расположенных ниже и выше нейтральной оси, определяются по формуле

$$N_1 = -N_2 = \frac{M_{max}}{a}, \qquad (41)$$

где M_{max} — максимальный обобщенный изгибающий момент, действующий на здание (стену);

$a = \frac{2}{3}h_1 + \frac{h_2}{2}$ — расстояние между усилиями N_1 и N_2.

Усилие N_1 воспринимается нижней частью здания высотой h_1, в пределах которой может находиться, наряду с фундаментно-подвальной частью, участок надземной части здания (например, часть первого этажа). Усилие N_1 считается приложенным на расстоянии $\frac{h_1}{3}$ от низа расчетного вертикального сечения здания.

Усилие N_2 распределяется поровну между отдельными этажами, расположенными в пределах высоты h_2. Суммарное усилие, приходящееся на один этаж, распределяется в пределах этого этажа между отдельными конструктивными элементами пропорционально их жесткостям при растяжении или сжатии. В случае растяжения продольные усилия воспринимаются сквозными арматурными поясами. В случае сжатия — надпроемными и подпроемными участками продольных стен. В обоих случаях учитываются примыкающие к стенам участки перекрытий. При этом перекрытия должны быть связаны со стенами расчетными связями.

15. Распределение перерезывающих сил в вертикальном сечении зависит от конструктивной системы подземной и надземной частей здания.

При наличии в стенах дверных и балочных проемов с гибкими надпроемными перемычками перерезывающие силы воспринимаются в сечениях стен по проемам только подземной частью здания.

При наличии в стенах над проемами жестких перемычек и жестких стыковых соединений панелей по вертикальным стыкам перерезывающие усилия могут восприниматься совместно как подземными, так и надземными конструкциями здания. В этом случае распределение перерезывающих сил в вертикальном сечении с максимальной перерезывающей силой Q_{max} принято в соответствии с рис. 5, *в*, *г*.

При отношении высоты здания к его длине (ширине) $1 \geqslant \frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75$ перерезывающие усилия распределяются на всю высоту здания (см. рис. 5, *в*); при $\frac{H_д}{2l} > 1$ перерезывающие усилия распределяются на высоту, равную длине (ширине) здания (рис. 5, *г*).

Высота нижней прямоугольной части эпюры перерезывающих сил принимается равной высоте фундаментно-подвальной (подземной) части здания $h_ф$. Высота верхней треугольной части эпюры перерезывающих сил определяется по формулам:

$$\text{при } 1 \geqslant \frac{H_д}{2l} \geqslant 0{,}75 \quad h_в = H_д - h_ф; \tag{42}$$

$$\text{при } \frac{H_д}{2l} > 1 \quad h_в = 2l - h_ф. \tag{43}$$

Значение Q_{max} распределяется на фундаментно-подвальную часть (сила $Q_ф$) и верхнюю часть (сила $Q_в$) пропорционально наименьшим сдвиговым жесткостям по вертикальным стыкам или проемам. При этом сдвиговая жесткость верхней части здания определяется как суммарная сдвиговая жесткость конструктивных элементов, сопротивляющихся сдвигу, на высоте $0{,}5h_в$. Перерезывающие силы по отдельным этажам на высоте $h_в$ распределяются по закону треугольника (см. рис. 5, *в*, *г*).

16. Распределение продольных усилий и перерезывающих сил в смежном с расчетным вертикальном сечении здания (по стыкам или перемычкам) принимается таким же, как в расчетных сечениях с наибольшими значениями изгибающего момента M и перерезывающей силы Q (см. рис. 5). Изгибающие моменты и перерезывающие силы в смежном сечении определяются по формулам:

$$M_{см} = M_{max}\left(1 - \frac{d}{l}\right); \tag{44}$$

$$Q_{см} = Q_{max}\left(1 - \frac{2d}{l}\right), \tag{45}$$

где d — расстояние между расчетным и смежным сечениями, но не более длины панели.

17. Сдвигающие усилия в горизонтальных стыках панелей стен и перекрытий панельных зданий определяют-

ся на основе найденных значений продольных усилий в расчетном и смежном вертикальных сечениях здания.

18. Определение приведенной изгибной и сдвиговой жесткости зданий (п. 6 приложения), учет ширины примыкающих к стенам перекрытий и проектирование расчетных связей (п. 14) допускается производить в соответствии с [5].

Приложение 2

РАСЧЕТ ЖИЛЫХ ДОМОВ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПРИ ПРОСАДКЕ ГРУНТОВ ОТ СОБСТВЕННОЙ МАССЫ

1. Расчет жилых домов на горизонтальные перемещения, возникающие при просадке грунтов от собственной массы, включает:

определение усилий, действующих на фундаментно-подвальную часть здания;

вычисление величин горизонтальных перемещений зданий (отсека) в плане как единого целого.

На усилия, действующие в фундаментно-подвальной части здания, рассчитываются конструкции фундаментно-подвальной части в целом, сечения железобетонных поясов, стыки между панелями (при применении панельных конструкций фундаментов) и т. п.

На воздействие горизонтальных перемещений рассчитывается необходимая ширина (в свету) осадочных швов между смежными отсеками здания, а также горизонтальные перемещения отдельных отсеков и т. п.

2. Расчет жилых домов на горизонтальные перемещения грунтов производится для случаев наиболее неблагоприятного расположения источников замачивания по отношению к зданию, при котором в его конструкциях возникают наибольшие усилия и перемещения (рис. 1).

Расчетная схема *I* (см. рис. 1) соответствует расположению источника замачивания у торца здания и используется для определения растягивающих усилий в конструкциях фундаментно-подвальной части.

Расчетная схема *II* соответствует расположению источника замачивания вдоль осадочного шва и использу-

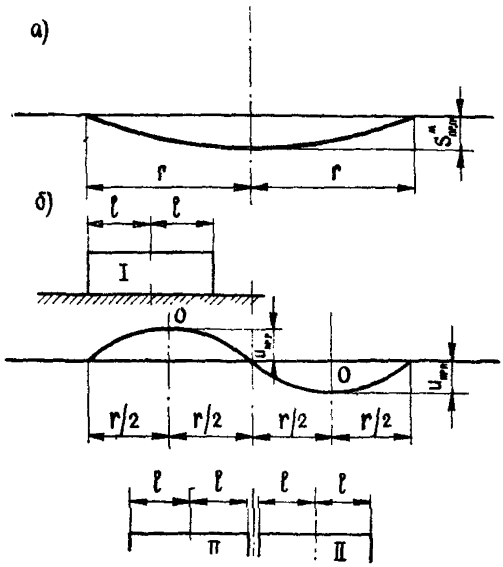


Рис. 1. Основные расчетные варианты расположения зданий или их отсеков на кривой просадки поверхности грунта от тобственной массы:

а) расчетная кривая просадки поверхности грунта; *б)* расчетная кривая горизонтальных перемещений поверхности грунта; *I* — расположение здания на начальном участке кривой просадки; *II* — расположение здания в средней части кривой просадки.

ется для вычисления величин горизонтальных перемещений отсеков и определения ширины осадочного шва в свету.

3. Расчетная величина горизонтального перемещения $u_{пр}$, см, на поверхности основания при просадке грунта от собственной массы определяется по формуле

$$u_{пр} = 0{,}5\varepsilon r, \qquad (1)$$

где r — расчетная полудлина криволинейного участка просадки грунта от собственной массы, см.

Относительное горизонтальное перемещение поверхности основания, ε, вычисляется по формуле, см/см:

$$\varepsilon = 0{,}66\left(\frac{S^{м}_{пр.\,гр}}{r} - 0{,}005\right), \qquad (2)$$

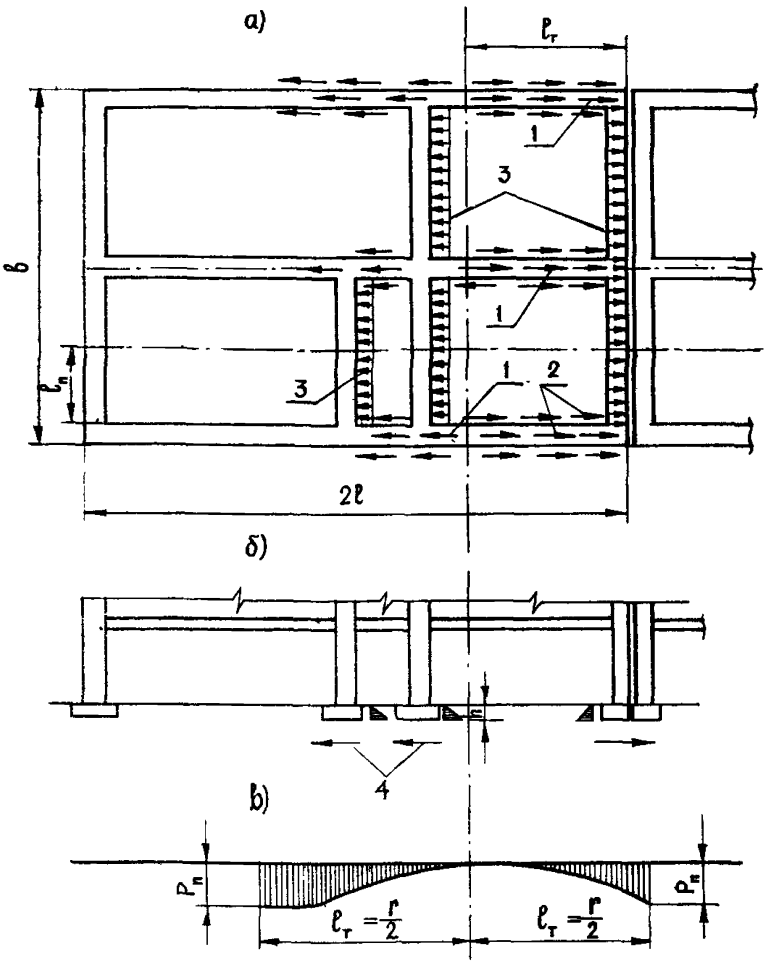


Рис. 2. Схема усилий, передающихся на фундаменты под влиянием горизонтальных перемещений грунта при просадке его от собственной массы:

а) план фундаментов и направления действия растягивающих усилий, *б*) поперечный разрез фундаментов, *в*) эпюра растягивающих сил; *1* — силы трения по подошве; *2* — силы трения по боковым поверхностям; *3* — силы бокового трения; *4* — силы трения по подошве примыкающих стен.

где $S^{м}_{пр.гр}$ — максимальная величина просадки грунта от собственной массы, см.

Примечание. Максимальное значение относительного горизонтального перемещения ε_{max} принимается не более 10 мм/м.

4. Изменение величины горизонтальных перемещений

на участке кривой просадки основания от собственной массы грунтов описывается выражением

$$u_{\text{пр. }x} = 0{,}5\varepsilon r\left(1 + \cos\frac{2\pi x}{r}\right), \qquad (3)$$

где x — координата точки, м, в которой определяется величина горизонтального перемещения, изменяющаяся при расположении начала координат в точке O (см. рис. 1) от нуля до плюс $r/2$ и от минус $r/2$ до нуля.

РАСЧЕТ УСИЛИЙ, ВОЗНИКАЮЩИХ В ФУНДАМЕНТНО-ПОДВАЛЬНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЯ ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ ОСНОВАНИЯ

5. Расчет фундаментно-подвальной части жилых домов на горизонтальные перемещения основания, вызванные просадкой грунта от собственной массы, должен производиться исходя из условия

$$P_{\text{п}} \leqslant P_{\text{пс}}, \qquad (4)$$

где $P_{\text{п}}$ — суммарное горизонтальное усилие, возникающее в фундаментно-подвальной части здания вследствие горизонтальных перемещений грунта при просадке его от собственной массы;

$P_{\text{пс}}$ — горизонтальное усилие, соответствующее сдвигу уплотненного грунта по грунту.

6. Суммарное горизонтальное усилие $P_{\text{п}}$ (рис. 2), возникающее в фундаментно-подвальной части здания вследствие горизонтальных перемещений грунта при просадке его от собственной массы, равно

$$P_{\text{п}} = kN_{\text{т}} + N_{\text{б}} + kN_{\text{тп}} + N_{\text{д}}, \qquad (5)$$

где $N_{\text{т}}$ — усилие, вызванное силами трения *1* сдвигающегося грунта по подошве рассчитываемого фундамента;

$N_{\text{б}}$ — усилие, вызванное силами трения грунта *2* по заглубленным боковым поверхностям рассчитываемого фундамента;

$N_{\text{тп}}$ — усилие, вызванное силами трения грунта *4* по подошве фундаментов поперечных стен, примыкающих к расчетному;

$N_д$ — усилие, вызванное боковым пассивным давлением сдвигающегося грунта на поперечные фундаменты, примыкающие к расчетному;

$к$ — коэффициент трения, принимаемый в зависимости от конструктивной схемы фундаментно-подвальной части здания и конструкции шва скольжения.

Примечание. Перераспределение реактивного давления грунта по подошве фундамента вследствие неравномерных просадок грунта и врезки фундамента в грунт, не учитывается.

7. Горизонтальное усилие $P_{пс}$, соответствующее сдвигу уплотненного грунта по грунту, определяется по формуле

$$P_{пс} = F_п(P_{ср} \operatorname{tg} \varphi^р + c^р), \qquad (6)$$

где $F_п$ — площадь подошв, м², продольного и примыкающих к нему поперечных фундаментов в пределах участка длиной $l_т$;

$P_{ср}$ — средняя величина расчетного давления на грунт, тс/м², действующего по подошве $F_п$ фундаментов;

$\varphi^р$, $c^р$ — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые из табл. 1 в зависимости от величины объемной массы скелета уплотненного грунта при полном его водонасыщении $G \geqslant 0{,}8$.

Таблица 1

Объемная масса скелета $\gamma_{ск}$ уплотненного грунта, *тс/м³*	Сцепление, *кгс/см²*		Угол внутреннего трения, *град.*	
	нормативное $C^н$	расчетное $C^р$	нормативный $\varphi^н$	расчетный $\varphi^р$
1,5	0,17	0,11	22°	19°
1,6	0,25	0,17	24°	21°
1,7	0,35	0,23	25°	22°
1,8	0,45	0,30	26°	23°

8. За расчетную величину горизонтального усилия, действующего в фундаментно-подвальной части здания, принимается:

при $P \leqslant P_{пс}$ — минимальная величина усилия, полученная из выражений (5) и (6). В этом случае фундаментно-подвальная часть здания должна проектироваться по жесткой конструктивной схеме (см. п. 4.15);

при $P_п > P_{пс}$ — величина $P_{пс}$ определенная по формуле (6). В этом случае следует применять комбинированную конструктивную схему фундаментно-подвальной части здания (см. п. 4.16) с устройством шва скольжения для снижения величины $P_п$ и удовлетворения условия (4). Если условие (4) удовлетворить не удается, необходимо предусмотреть в проекте дополнительные мероприятия, предохраняющие грунты основания от замачивания и изменения их строительных свойств в процессе строительства и эксплуатации здания. В этом случае вычисление усилия $P_{пс}$ может производиться по расчетным значениям угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта при влажности на границе раскатывания.

9. Значения коэффициента трения κ принимаются в зависимости от конструктивной схемы фундаментно-подвальной части здания и конструкции шва скольжения:

при жесткой конструктивной схеме фундаментно-подвальной части здания $\kappa = 1{,}0$;

при комбинированной схеме — по табл. 2.

Таблица 2

Материалы заполнения шва скольжения	Расход прослойки, кг/м²	Коэффициент трения, k
Два слоя полиэтиленовой пленки с прослойкой графита	0,4	0,15
Два слоя пергамина с прослойкой молотого графита	1,0	0,2
То же, с прослойкой щипаной слюды	1,0	0,3
То же, инертной пыли	1,0	0,4

10. Усилие $N_т$ определяется по формуле

$$N_т = 100\varepsilon P_i l_т \operatorname{tg}\mu, \qquad (7)$$

где ε — расчетное относительное горизонтальное перемещение, мм/м, определяемое по формуле (2), максимальное значение которого ε_{max} принимается согласно п. 3;

p_i — расчетная нагрузка на 1 пог. м длины подошвы рассчитываемого фундамента, тс/м;

$l_т$ — длина участка здания, м, на которой передаются горизонтальные перемещения, вызывающие дополнительные усилия в фундаментах. Определяется по п. 14 настоящего приложения;

$\operatorname{tg}\mu$ — коэффициент трения фундамента по грунту, принимаемый приближенно равным для уплотненных суглинков 0,4 и супесей 0,45 в водонасыщенном состоянии (при $G \geqslant 0{,}8$).

11. Усилие $N_б$ принимается равным

$$N_б = 100 c_т F, \tag{8}$$

где $c_т$ — удельное сцепление грунта обратной засыпки с заглубленной поверхностью фундамента, принимаемое для лессовидных супесей равным 0,2 тс/м², суглинков 0,3 тс/м²;

F — площадь поверхности заглубленной в грунт части фундамента в м² на участке длиной $l_т$ (включая и площадь подошвы фундамента).

12. Усилие $N_{тп}$ определяется по формуле

$$N_{тп} = 100 p_п \cdot l_п \operatorname{tg}\mu, \tag{9}$$

где $p_п$ — нагрузка на 1 пог. м длины подошвы фундамента рассматриваемой поперечной стены, тс/м;

$l_п$ — длина примыкающего участка фундамента поперечной стены, м.

13. Усилие $N_д$ от каждой поперечной стены принимается равным

$$N_д = \gamma'_п \frac{h^2}{2} l_т \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi^н}{2}\right), \tag{10}$$

где $\gamma'_п$ — объемная масса грунта обратной засыпки, залегающего от пола или уровня планировки до подошвы фундамента, в водонасыщенном состоянии (при $G \geqslant 0{,}8$), принимаемая равной 1,90 тс/м³;

h — глубина заложения фундамента, м, рассматриваемой поперечной стены от уровня планировки или отметки пола;

$\varphi^н$ — угол внутреннего трения грунта обратной засыпки; определяется по табл. 1 при плотности $\gamma_{ск} = 1{,}55$ тс/м³ и $G \geqslant 0{,}8$.

14. Длина $l_т$ зависит от протяженности здания или его отсека $2l$, полудлины криволинейного участка просадки грунта от собственной массы r и принимается:

$$\text{при } \frac{r}{2} \geqslant 2l \quad l_т = l;$$

$$\text{при } \frac{r}{2} < 2l \quad l_т = \frac{r}{4}. \tag{11}$$

РАСЧЕТ ШИРИНЫ ОСАДОЧНЫХ ШВОВ

15. Горизонтальные перемещения отсеков здания в уровне подошвы фундаментов в сторону источника замачивания при просадке грунтов от собственной массы определяются в предположении бесконечной жесткости коробки отсека по формулам:

$$\text{при } r \geqslant 2l \quad a_г = \frac{\varepsilon}{l}\left(2lr - 2l^2 - \frac{r^2}{4}\right);$$

$$\text{при } 2l > r \geqslant l \quad a_г = \frac{\varepsilon r^2}{4l}. \tag{12}$$

При $2l \geqslant 2r$ горизонтальные перемещения $a_г$ принимаются равными нулю.

16. Крен отдельных отсеков здания в сторону источника замачивания вследствие неравномерной просадки грунта от его собственной массы вычисляется по формуле

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{S^м_{пр.\ гр}}{r}\eta_а. \tag{13}$$

Величина горизонтального смещения отсека, см, при его крене в уровне карниза определяется по формуле

$$a_н = \frac{S^м_{пр.\ гр}}{r}H_д\eta_а. \tag{14}$$

Коэффициент условий работы $\eta_а$, учитывающий совместную работу конструкции здания с грунтом основания при просадке его от собственной массы:

$$\eta_а = \left(\frac{r}{2l}\right)^2 \quad \text{при } 2l > r;$$

$$\eta_а = 1 \quad \text{при } 2l \leqslant r, \tag{15}$$

где $H_д$ — высота здания от подошвы фундамента до карниза, см.

17. Ширина осадочного шва при встречном наклоне соседних отсеков принимается по формулам (16)—(17), но не менее 100 мм в 5-этажных и 250 мм в 9-этажных домах:

в уровне подошвы фундамента

$$a_ш = 2a_г; \tag{16}$$

в уровне карниза

$$a_ш = 2a_г + a_н. \tag{17}$$

Приложение 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ДЕФОРМИРУЕМОЙ ЗОНЫ ОСНОВАНИЯ

Глубину деформируемой зоны основания $h_{дф}$ рекомендуется определять следующим образом.

1. Для соответствующих значений $n = \frac{l}{b}$ и $m = \frac{2z}{b}$ по табл. 1 приложения 3 СНиП II-15—74 определяются величины коэффициентов α при $m = 1, 2, 3$ и др. и вписываются в графу 2 таблицы.

$m=\frac{2z}{b}$	α при $n=\frac{l}{b}$ (в примере $n=5$)	$\alpha_б$	$\Sigma\alpha$	$\alpha_н$ при $P_{пр}$, тс/м²	
				16	10
1	2	3	4	5	6
1,0	0,818	0,167	0,985	0,725	0,455
2,0	0,545	0,236	0,781	0,725	0,455
3,0	0,385	0,322	0,707	0,725	0,455
4,0	0,285	0,399	0,684	0,725	0,455
5,0	0,219	0,476	0,695	0,725	0,455
6,0	0,172	0,554	0,726	0,725	0,455
7,0	0,139	0,630	0,769	0,725	0,455
8,0	0,113	0,707	0,820	0,725	0,455
9,0	0,095	0,785	0,880	0,725	0,455

2. Вычисляются величины коэффициента изменения бытового давления при тех же значениях m по формуле (1) и значения их вписываются в графу 3 таблицы:

$$\alpha_б = \frac{\gamma'_{II} h + \gamma_{II}\, m \frac{b}{2}}{p_o}, \qquad (1)$$

где b, l — соответственно ширина и длина подошвы фундамента, м;

h — глубина заложения фундамента, м;

z — глубина от подошвы фундамента, м;

γ'_{II} — объемная масса грунта обратной засыпки выше отметки заложения фундамента, тс/м^3;

γ_{II} — то же, грунта естественной влажности и плотности ниже отметки заложения фундамента, тс/м^3;

p_o — давление, передаваемое фундаментом на грунт, за вычетом природного давления на глубине заложения фундамента, тс/м^2.

3. Значения коэффициентов α и $\alpha_б$ суммируются при одинаковых значениях m и вписываются в графу 4 (см. таблицу).

4. Вычисляются значения $\alpha_н$ по формуле (2) и вписываются в графу 5 (см. таблицу) или 6 в зависимости от $p_{пр}$:

$$\alpha_н = \frac{p_{пр}}{p_o}, \qquad (2)$$

где $p_{пр}$ — начальное просадочное давление грунтов толщи, тс/м^2.

5. Отыскивается путем интерполяции ближайшее значение m, при котором имеет место равенство $\alpha_н = \Sigma\alpha$.

Искомая глубина деформируемой зоны основания вычисляется по формуле

$$h_{дф} = 0{,}5mb. \qquad (3)$$

6. Если при всех значениях m величины $\Sigma\alpha$ превышают $\alpha_н$, т. е. деформируемая зона сливается с зоной просадки грунта от собственной массы, глубина деформируемой зоны вычисляется:

в грунтовых условиях II-го типа по просадочности — по минимальному значению $\Sigma\alpha$;

в грунтовых условиях I-го типа по просадочности по формуле

$$h_{дф} = H - h, \qquad (4)$$

где H — полная величина просадочной толщи, м, считая от дневной поверхности.

Пример. Требуется найти глубину деформируемой зоны основания при следующих исходных данных: $b = 2$ м; $h = 1{,}2$ м; $\gamma'_{\text{п}} = 1{,}65$ тс/м^3; $\gamma_{\text{п}} = 1{,}70$ тс/м^3; $p_0 = 22{,}0$ тс/м^2; $n = 5$; $p_{\text{пр}} = 16{,}0$ и $10{,}0$ ст/м^2.

Значения $\alpha_{\text{б}}$, $\Sigma\alpha$ и $\alpha_{\text{н}}$ вычислены по формулам (1)—(2) и вписаны в графы 2—6 таблицы.

Из сопоставления данных графы 4 и граф 5 и 6 находим, что при $m = 2{,}75$ (по интерполяции) величина $\Sigma\alpha = 0{,}725$, и согласно формуле (3)

$$h_{\text{дф}} = 0{,}5 \cdot 2{,}75 \cdot 2{,}0 = 2{,}75 \text{ м}.$$

При $p_{\text{пр}} = 10$ тс/м^2 по всей глубине $\alpha_{\text{н}} < \Sigma\alpha$ и для определения $h_{\text{дф}}$ принимаем минимальное значение $\Sigma\alpha = 0{,}684$, т. е. $m = 4{,}0$; тогда $h_{\text{дф}} = 0{,}5 \cdot 4{,}0 \cdot 2{,}0 = 4{,}0$ м.

Приложение 4

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ 9-ЭТАЖНЫХ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ НА УСИЛИЯ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ПРИ ЗАМЫКАНИИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ

1. Расчет 9-этажных крупнопанельных жилых домов на усилия, которые могут возникнуть в их конструкциях при сталкивании отсеков (замыкание деформационных швов) вследствие случайного замачивания грунтов основания, производится при типовом проектировании и привязке типовых проектов, если ширина деформационных швов между отсеками, обеспечивающая их независимую работу при просадках основания, не может быть осуществлена по техническим причинам или вследствие необходимости ограничения величин наклонов отсеков в плоскости здания, т. е. при ширине деформационного шва меньшей, чем определенная по формуле (17) приложения 2.

2. В случаях, оговоренных в п. 1, ширина деформационного шва определяется из расчета конструкции домов

на воздействие неравномерных деформаций основания при замыкании деформационного шва и назначается в соответствии с расчетом, но не менее 250 мм.

3. Типовые проекты 9-этажных крупнопанельных жилых домов должны содержать в соответствии с п. 1.15 Инструкции величины ожидаемых контактных усилий, которые могут возникать при сталкивании отсеков в результате случайного замачивания грунтов основания и места установки контактных устройств (см. приложение 5).

4. При привязке типовых проектов контактные усилия должны определяться на основе конкретных грунтовых условий площадки строительства в соответствии с п. 1 настоящего приложения.

Если вычисленные усилия превысят указанные в типовом проекте величины, следует увеличить ширину деформационного шва до величины, при которой полученные усилия не будут превышать предельно допустимых для конструкций отсека (но не более 500 мм), либо следует усилить конструкции отсека.

При привязке проекта здания, не рассчитанного на воздействие контактных усилий, производится поверочный расчет конструкций здания.

В проекте привязки должны быть указаны принятые места для установки контактных устройств, тип устройства, а также расчетные величины контактных усилий.

5. Расчет отсеков при замыкании деформационных швов производится как бесконечно жестких штампов, расположенных на упругом основании, соединенных по высоте связями, воспринимающими только усилия сжатия. При этом рассматривается наиболее невыгодный расчетный случай расположения центра просадочной воронки по оси деформационного шва между рассматриваемыми отсеками.

6. Эпюра реактивного отпора грунта под отсеком определяется как под бесконечно жесткой балкой длиной $2l$, лежащей на упругом основании, характеризуемом постоянным коэффициентом средней погонной жесткости основания C (см. приложение 1).

Расчет может производиться как с учетом, так и без учета пластических деформаций грунтов основания.

Расчетные схемы отсеков для определения эпюры реактивного отпора грунта приведены на рис. 1—3.

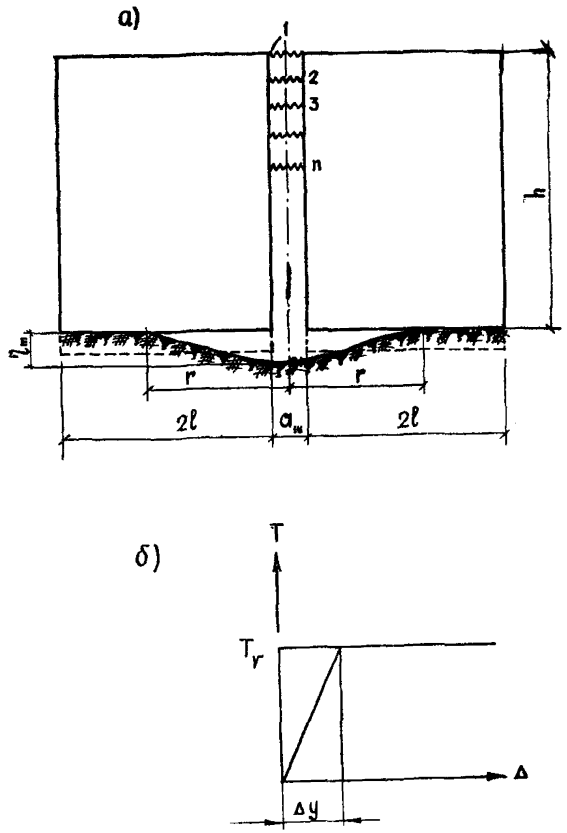


Рис. 1. Расчетная схема отсеков при замыкании деформационного шва:

а) схема соединенных отсеков; *б*) характеристика упруго-податливой связи.

7. При расчетной длине криволинейного участка, превышающей или равной длине отсека ($r \geqslant 2l$), величины контактных усилий определяются по формулам:

при соединении отсеков в одном уровне

$$T = (1 + K_э)A\frac{pl^2}{1{,}5h}; \qquad (1)$$

при соединении отсеков в нескольких уровнях n одинаковыми связями с несущей способностью T_r

$$T_r = (1 + K_э)A\frac{pl^2}{1{,}5\Sigma h_i}, \qquad (2)$$

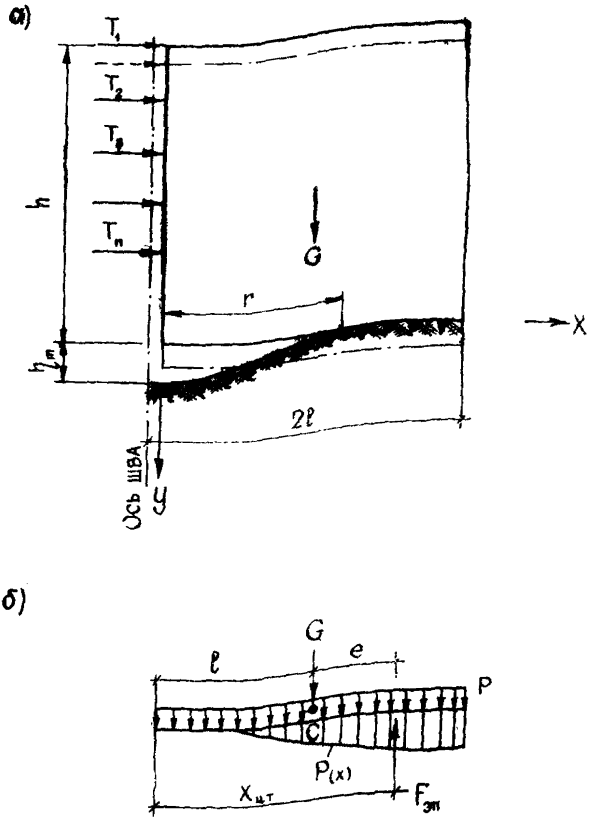


Рис. 2. Расчетная схема отсека и вид эпюры реактивного отпора грунта.

где h — расстояние от подошвы фундамента до верхней связи;

h_i — то же, до i-й связи;

A — коэффициент, зависящий от безразмерного параметра $c\eta/p$ и отношения $K = p_г/p$, определяется по графику рис. 4;

$$\eta' = \eta_m - 2al;$$

$\alpha = \Delta/H_д$ — величина возможного наклона отсека;

p — средняя погонная нагрузка на основание от здания (см. приложение 1);

$2l$ — длина отсека;

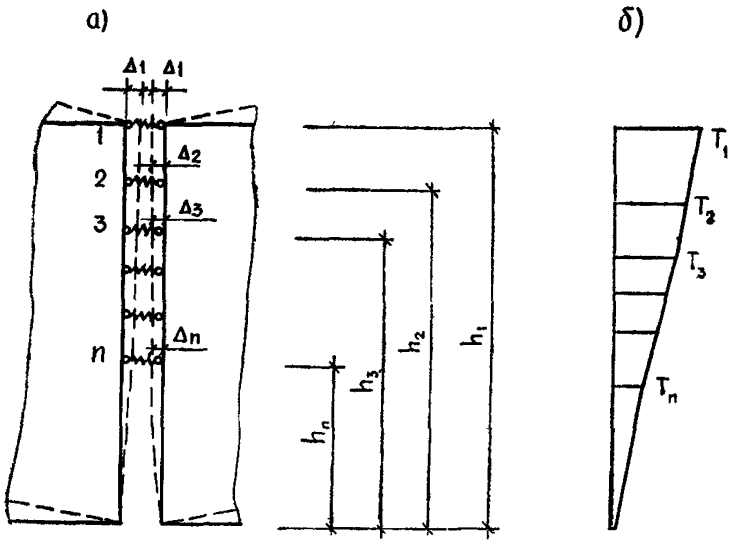


Рис. 3. К определению контактных усилий при соединении отсеков упругими связями одинаковой жесткости:

а) схема деформирования связей; *б*) эпюра усилий в связях.

$\Delta = \frac{a_ш - \delta}{2}$ — величина возможного горизонтального перемещения верхней точки отсека до замыкания шва;

$a_ш$ — размер деформационного шва по верху отсека;

δ — величина, определяемая конструкцией связей между отсеками; $\delta = 8 \div 12$ см;

$H_д$ — высота отсека от подошвы фундаментов до карниза;

η_m — величина расчетного оседания поверхности под зданием по оси деформационного шва

$$\eta_m = S^р_{пр.гр} \text{ при } r \leqslant 2l;$$

$$\eta_m = S^р_{пр.гр} \frac{2l}{r} \text{ при } r > 2l;$$

$S^р_{пр.гр}$ — расчётная величина просадки основания от собственной массы, равная $0{,}8S^м_{пр.гр}$;

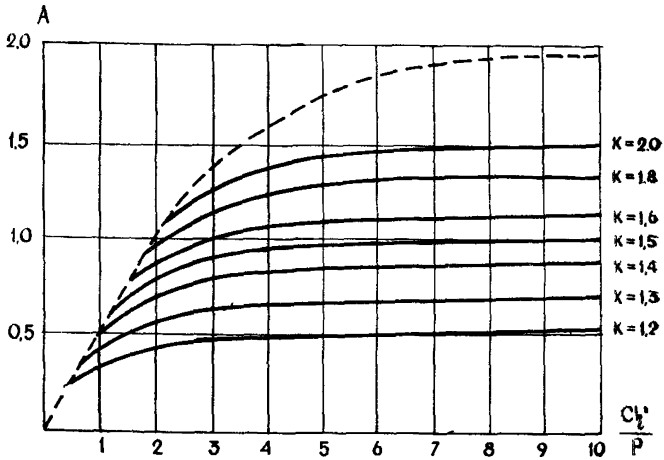


Рис. 4. График для определения коэффициента A.

$S^{м}_{пр.\,гр}$ — максимальная величина просадки основания от собственной массы, определяемая согласно СНиП II-15—74;

p_r — максимально допустимое погонное давление на грунт

$$p_r = F_{пр} R;$$

$F_{пр}$ — приведенная ширина подошвы фундамента

$$F_{пр} = \frac{\Sigma F_i}{2l};$$

F_i — площадь подошвы i-го фундамента;

R — расчетное давление на основание в уровне подошвы фундамента, определяемое по СНиП II-15—74;

$b_{ср}$ — средняя ширина подошвы фундаментов, вычисляемая по формуле

$$b_{ср} = \frac{\Sigma F_i}{\Sigma l_i};$$

Σl_i — суммарная длина подошв всех фундаментов отсека (в осях);

$K_э$ — коэффициент формы эпюры реактивного отпора грунта, учитывающий искривление поверхности просадки грунта под зданием. Определяется по графику рис. 5 в зависимости от параметра $c\eta'/p$ и коэффициента $K = P_r/P$.

8. При расчетной длине криволинейного участка, меньшей длины отсека ($r < 2l$), величины контактных усилий определяются по формулам:

при соединении отсеков в одном уровне

$$T = (1 + K_э)\frac{2Pl_e}{h}; \qquad (3)$$

при соединении отсеков в нескольких уровнях n связями с одинаковой несущей способностью

$$T_r = (1 + K_э)\frac{2Pl_e}{\Sigma h_i}; \qquad (4)$$

где e — эксцентриситет приложения равнодействующей эпюры реактивного отпора грунта;

$$e = x_{ц.т} - l;$$

$x_{ц.т}$ — расстояние точки приложения равнодействующей эпюры реактивного отпора от торца отсека;

$K'_э$ — коэффициент формы эпюры реактивного отпора грунта

$$K'_э = \frac{r}{2l}K_э.$$

Параметры эпюры реактивного отпора грунта при $r < 2l$ (см. рис. 2) определяются по формулам таблицы данного приложения.

Величина расчетного оседания поверхности под зданием по оси деформационного шва при этом

$$\eta' = S^{р}_{пр.гр} - \frac{a_ш - \delta - 2a_г}{2} \cdot \frac{r}{h\eta_a}, \qquad (5)$$

где $a_г$ — горизонтальное перемещение отсека в уровне подошвы фундаментов. Определяется по формулам (12) приложения 2;

η_a — коэффициент, учитывающий соотношение длины криволинейного участка просадки от собственной массы грунта и длины отсека здания (см. приложение 2).

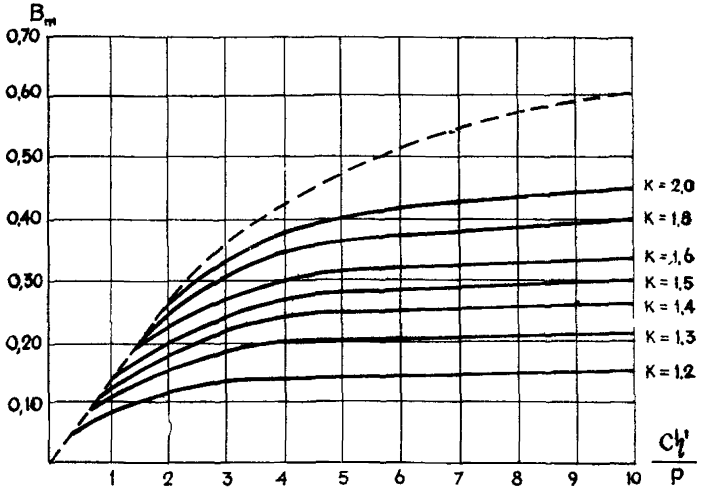


Рис. 5. График для определения коэффициента B_m, где
– – – – – расчет без учета пластических деформаций грунтов;
———— то же, с учетом пластических деформаций грунтов.

При соединении отсеков по высоте n упругими связями с одинаковым коэффициентом жесткости $C_{св}$ (см. рис. 3) усилие в n-й связи определяется по формулам:

$$\text{при } r \leqslant 2l \qquad T_n = (1 + K_э)\frac{2pleh_n}{\sum\limits_{i=1}^{n} h_i^2}; \tag{6}$$

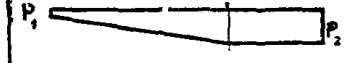
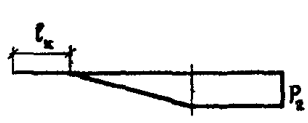
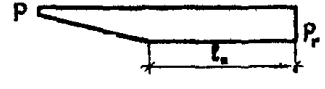
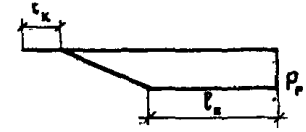
$$\text{при } r \geqslant 2l \qquad T_n = (1 + K_э)A\frac{pl^2}{1{,}5} \cdot \frac{h_n}{\sum\limits_{i=1}^{n} h_i^2}. \tag{7}$$

Необходимая жесткость связей в этом случае

$$C_{св} = \frac{T_n}{2\Delta_n}, \tag{8}$$

где Δ_n — величина возможного горизонтального перемещения отсека в уровне n-й связи.

9. Конструкции отсеков должны быть проверены на действие контактных усилий. Распределение контактных усилий между продольными стенами отсека производится пропорционально горизонтальным сдвиговым жестко-

Расчетная схема		Условия применимости формул	Параметры эпюры реактивного отпора	Максимальная поперечная сила Q_m
Без учета пластических свойств основания		$\eta_m \leqslant \frac{P}{C} \cdot \frac{1}{1-\frac{P}{4l}}$	$P = P - C\eta_m\left(1-\frac{r}{4l}\right)$ $P_2 = P - C\eta_m \frac{r}{4l}$	$Q_m = \frac{1}{2}\left(1+K_э'\right)C\eta_m r\left(1-\frac{r}{4l}\right)^2$
		$\eta_m \geqslant \frac{P}{C} \cdot \frac{1}{1-\frac{r}{4l}}$	$l_к = r\left(1-\frac{P_2}{C\eta_m}\right)$ $P_2 = C\left[\sqrt{\left(\eta_m\frac{2l-r}{r}\right)^2 - 2\eta_m\frac{P2l}{Cr}} - \eta_m\frac{2l-r}{r}\right]$	$Q_m = P_r\left(1+K_э'\right)\left(1-\frac{2P_2-P}{2C\eta_m}\right)$
С учетом пластических свойств основания		$2l\,\frac{K-1}{K} \leqslant \frac{1}{2} r \frac{KP}{C\eta_m}$	$l_n = 2l - \sqrt{4rl\frac{(K-1)P}{C\eta_m}}$ $P = KP - \sqrt{4\frac{l}{r}(K-1)P \cdot C\eta_m}$	$Q_m = Pl\left(1+K_э'\right)(K-1)\left(\sqrt{2}-\sqrt{\frac{r}{2C}\frac{(K-1)P}{C\eta_m}}\right)^2$
		$2l\,\frac{K-1}{K} \leqslant \frac{1}{2} r \frac{KP}{C\eta_m}$	$l_n = 2l\,\frac{1}{K} - \frac{1}{2}r \cdot \frac{KP}{C\eta_m}$ $l_к = 2l\,\frac{K-1}{K} - \frac{r}{2} \cdot \frac{KP}{C\eta_m}$	$Q_m = 2bl\left(1+K_э'\right)(K-1)\left(\frac{1}{K} - \frac{r}{4l} \cdot \frac{P}{C\eta_m}\right)$

Параметры эпюры реактивного отпора грунта и величины Q_m при $r < 2l$.

стям стен. Распределение усилий между стеновыми панелями следует производить с учетом неравномерности передачи усилий, вызванных возможным обжатием дисков перекрытий. Учет неравномерности передачи усилий производится умножением горизонтального усилия, передаваемого на стеновую панель, определенного из расчета здания на горизонтальные нагрузки, на коэффициент $K_{\text{п}}$, принимаемый равным от 1,2 до 1,4. Для зданий с продольными несущими стенами при посекционной разрезке этот коэффициент может быть принят равным 1,2.

Участки стеновых панелей межотсечных торцовых стен должны быть рассчитаны по величине расчетного контактного усилия на местное смятие в соответствии со СНиПом по проектированию железобетонных конструкций.

10. На воздействие горизонтальной перерезывающей силы проверяются также горизонтальные швы между конструктивными элементами. При этом в швах между наружными продольными стенами и панелями перекрытия поперечная сила, передаваемая этим перекрытием на стену, должна быть воспринята бетонными шпонками, т. е.

$$T_{\text{к}} \leqslant \Sigma F_{\text{к}}^{\text{шп}} R_{\text{ср}}^{\text{шп}}, \qquad (9)$$

где $T_{\text{к}}$ — усилие, передаваемое K-м перекрытием на продольную стену;

$F^{\text{шп}}$ — площадь сечения бетонной шпонки;

$R_{\text{ср}}^{\text{шп}}$ — расчетное сопротивление срезу бетона замоноличивания.

Суммарную горизонтальную поперечную силу, действующую в уровне K-го перекрытия остальных горизонтальных швов, можно представить в виде

$$\Sigma T_{\text{к}} \leqslant f \Sigma N_{\text{к}}, \qquad (10)$$

где f — коэффициент трения бетона по бетону;

$\Sigma N_{\text{к}}$ — суммарная вертикальная расчетная нагрузка, действующая в рассматриваемом сечении, без учета снеговой нагрузки.

11. Максимальная величина вертикальной поперечной силы, на которую необходимо проверять конструкции отсеков при замыкании деформационных швов, в случае $r \geqslant 2l$ выражается формулой

$$Q_m = 2(1 + K_{\text{э}}) B_m p l, \qquad (11)$$

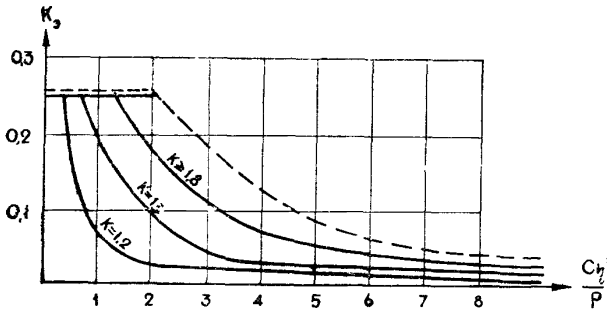


Рис. 6. График для определения значений коэффициента $K_э$, где:

— — — — расчет без учета пластических деформаций грунтов

———— то же, при учете пластических деформаций грунтов.

где B_m — коэффициент, определяемый по графикам рис. 6, в зависимости от параметра $C\eta'/p$ и при учете пластических деформаций грунта $K = p_r/p$.

В случае $r < 2l$ величина максимальной вертикальной поперечной силы определяется по формулам таблицы данного приложения.

Когда величина Q_m больше величины максимальной поперечной силы, определенной при расчете отсека на воздействия неравномерных деформаций основания при типовом проектировании, необходимо проверить конструкции на величину Q_m и, в случае необходимости, усилить конструкции. С целью унификации конструкций надземной части зданий восприятие дополнительной перерезывающей силы целесообразно обеспечить усилением фундаментно-подвальной части отсека.

12. Снижение расчетных величин контактных усилий и вертикальных поперечных сил в здании достигается:

уменьшением вертикальной погонной нагрузки, т. е. снижением собственной массы здания путем применения облегченных конструкций;

принятием повышенных давлений на основание;

снижением коэффициента жесткости основания при его замачивании;

увеличением размеров деформационных швов.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНТАКТНЫХ УСТРОЙСТВ В ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВАХ МЕЖДУ ОТСЕКАМИ 9-ЭТАЖНЫХ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ДОМОВ

1. Контактные устройства применяются для передачи и распределения сжимающих усилий, возникающих при возможном замыкании деформационных швов между отсеками вследствие их взаимного наклона при неравномерных оседаниях поверхности, а также для ограничения величин наклонов отсеков здания в продольном направлении.

Усилия, передаваемые на здание контактным устройством, определяются в соответствии с приложением 4.

2. Установка контактных устройств производится в уровне междуэтажных перекрытий, как правило, в период эксплуатации здания в случаях зафиксированного крена отсеков и прогрессирующего уменьшения ширины деформационного шва.

Допускается установка жестких (пп. 5, 6) контактных устройств во время строительства здания.

3. Для установки контактных устройств на наружной плоскости панелей межотсечных торцовых стен следует при проектировании здания предусматривать специальные закладные детали. Защита закладных деталей от коррозии должна осуществляться с помощью защитного слоя бетона толщиной не менее 10 мм или специальных антикоррозионных покрытий.

Места установки закладных деталей в случае устройства защитного слоя отмечаются несмываемыми красками на панелях при их изготовлении.

4. При отсутствии в зданиях закладных деталей (например, при защите существующих зданий) конструкция контактного устройства должна предусматривать самофиксацию устройства в деформационном шве.

5. Контактные устройства могут проектироваться упругоподатливыми, упругими и жесткими. При применении самофиксирующихся контактных устройств закладные детали в панелях межотсечных стен могут не предусматриваться.

Конструкция упруго-податливых устройств должна предусматривать свободную их деформацию при достижении предельного усилия с сохранением постоянной ве-

личины этого усилия при изменении величины шва. При этом условии обеспечивается последовательное включение в работу всех контактных устройств по высоте здания.

6. Жесткие контактные устройства предусматриваются при проектировании зданий и устанавливаются в деформационные швы в одном уровне по высоте здания в соответствии с расчетом согласно приложения 4.

7. Если величины контактных усилий при применении жестких контактных устройств превышают несущую способность конструкций здания, что требует их усиления, приводящего к перерасходу металла на армирование, следует в проектах предусматривать возможность установки упругих либо упруго-податливых устройств, которые могут быть смонтированы при необходимости во время эксплуатации здания.

8. Основной характеристикой упруго-податливого контактного устройства является величина предельного расчетного усилия τ_r, которая остается постоянной при дальнейшей деформации устройства.

9. Упругое контактное устройство характеризуется величиной максимального контактного усилия T, развивающегося в верхнем наиболее нагруженном устройстве, и жесткостной характеристикой на сжатие $C_{св}$, представляющей собой величину усилия, вызываемого деформацией устройства на 1 см.

10. Установку контактных устройств рекомендуется производить в уровне междуэтажных перекрытий над 5—8 этажами. При соответствующем расчетном обосновании допускается также установка устройств в уровне перекрытия над 9-м этажом.

11. В типовых проектах зданий, а также в проектах привязки следует указывать принятый тип контактных устройств, места их установки, а также величины жесткостной характеристики и максимальных или предельных расчетных усилий.

12. После установки контактных устройств необходимо вести регулярные наблюдения за оседаниями цокольных реперов здания и изменением ширины деформационного шва. Периодичность наблюдений зависит от скорости оседания и принимается по таблице.

Для установления скоростей оседаний непосредственно после установки контактных устройств наблюдения ведутся ежедневно в течение 3—5 дней.

13. Демонтаж контактных устройств производится при достижении швом первоначальной ширины, а также в случаях, когда после полной стабилизации осадок отсеки зданий не вернулись в первоначальное положение.

14. Для равномерной передачи усилий установка контактных устройств в деформационные швы производится на растворе марки 100. Толщина слоя раствора принимается не менее 10 мм.

Скорость оседаний, *мм/сут*	Периодичность наблюдений, *сут*
До 2	6
2—4	4
4—10	2
Свыше 10	Ежедневно

15. Контактные устройства перед установкой в швы должны быть испытаны и протарированы на величину расчетного усилия.

16. Бетон стеновых панелей под опорными плитами контактных устройств должен быть проверен на местное смятие при величине усилия, передаваемого этими устройствами.

ПРИМЕРЫ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ

Основным рабочим элементом, передающим контактное усилие в упругом устройстве, служит пружина, жесткость которой определяется по формуле

$$C = \frac{T_n}{2 \cdot 2\Delta n}, \qquad (1)$$

где T_n — усилие, передаваемое устройством в уровне верхней связи;

$2\Delta n$ — допускаемое взаимное сближение отсеков в уровне верхней связи после установки контактных устройств.

При применении упруго-податливых устройств необходимое предельное усилие, передаваемое одним устройством, можно определить по формуле

$$[T_r] = \frac{1}{2} T_2,$$

где T_r — усилие в уровне одного перекрытия, определенное из статического расчета.

Предельное усилие, которое может быть передано упруго-податливым устройством, определяется предельной величиной силы трения, возникающей на контакте между деталями *А* и *Б*, прижатыми друг к другу высокопрочными болтами.

Предельное усилие определяется по формуле

$$[T_2] = 2nNf, \qquad (2)$$

где $2n$ — количество высокопрочных болтов;

N — усилие затяжки одного болта;

f — коэффициент трения между сжимаемыми поверхностями.

Определив из статического расчета усилие T_r, можно получить необходимое осевое усилие в высокопрочном болте

$$N = \frac{T_r}{4nf}. \qquad (3)$$

Самофиксация контактных устройств на конструкци-

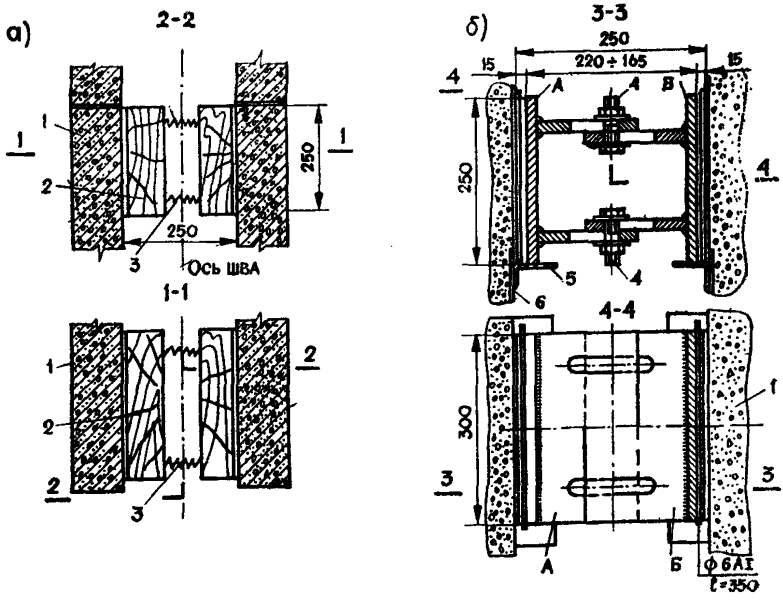


Рис. 1. Схемы упруго-податливых устройств:

а) из деревянных брусьев с самофиксацией; *б*) с креплением к закладным деталям; *1* — панели межотсечных стен, *2* — деревянные брусья, *3* — фиксирующие пружины, *4* — высокопрочные болты, *5* — уголки для установки устройств, приваренные к закладным деталям *6*, *А* и *Б* — рабочие детали устройства.

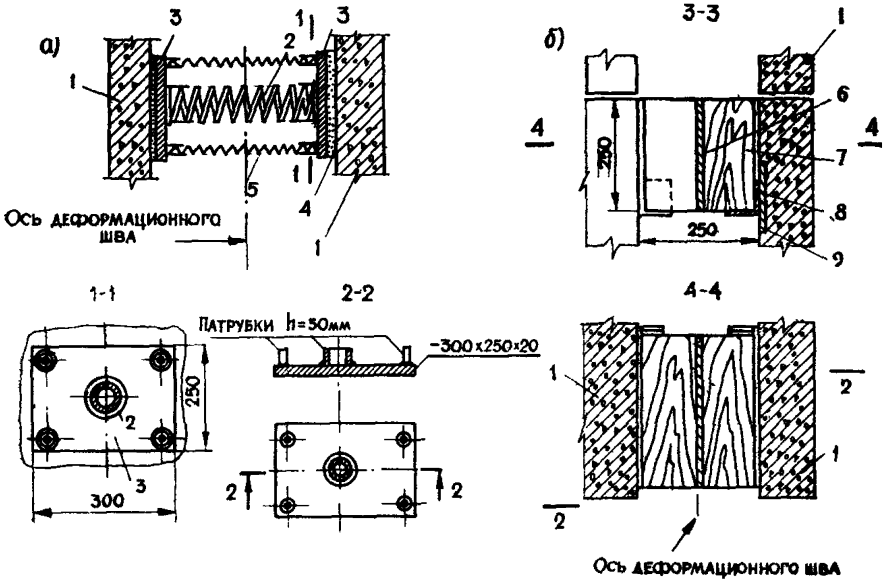


Рис. 2. Схемы контактных устройств:

а) — упругое контактное устройство; *б)* — упруго-податливое устройство из деревянных брусьев; *1* — панели межотсечных стен, *2* — рабочая пружина, *3* — опорная плита, *4* — цементный раствор, *5* — фиксирующая пружина, *6* — деревянный клин, *7* — деревянные брусья, *8* — уголок для установки устройства, приваренный к закладной детали *9*.

ях в деформационном шве осуществляется путем создания с помощью пружин прижимного усилия $T_м$

$$T_м = K\frac{G}{2f}, \qquad (4)$$

где G — масса контактного устройства;

f — коэффициент трения между плитой контактного устройства и поверхностью стеновой панели;

K — коэффициент перегрузки, равный 1,2.

Исходя из величины прижимного усилия, производится подбор жесткости фиксирующих пружин

$$C_ф = \frac{T_м}{\delta}, \qquad (5)$$

где δ — величина сжатия фиксирующих пружин при монтаже; принимается равной 4—6 см.

При подборе фиксирующих пружин их жесткость выбирается с таким расчетом, чтобы при работе контактного устройства создаваемое ими дополнительное усилие

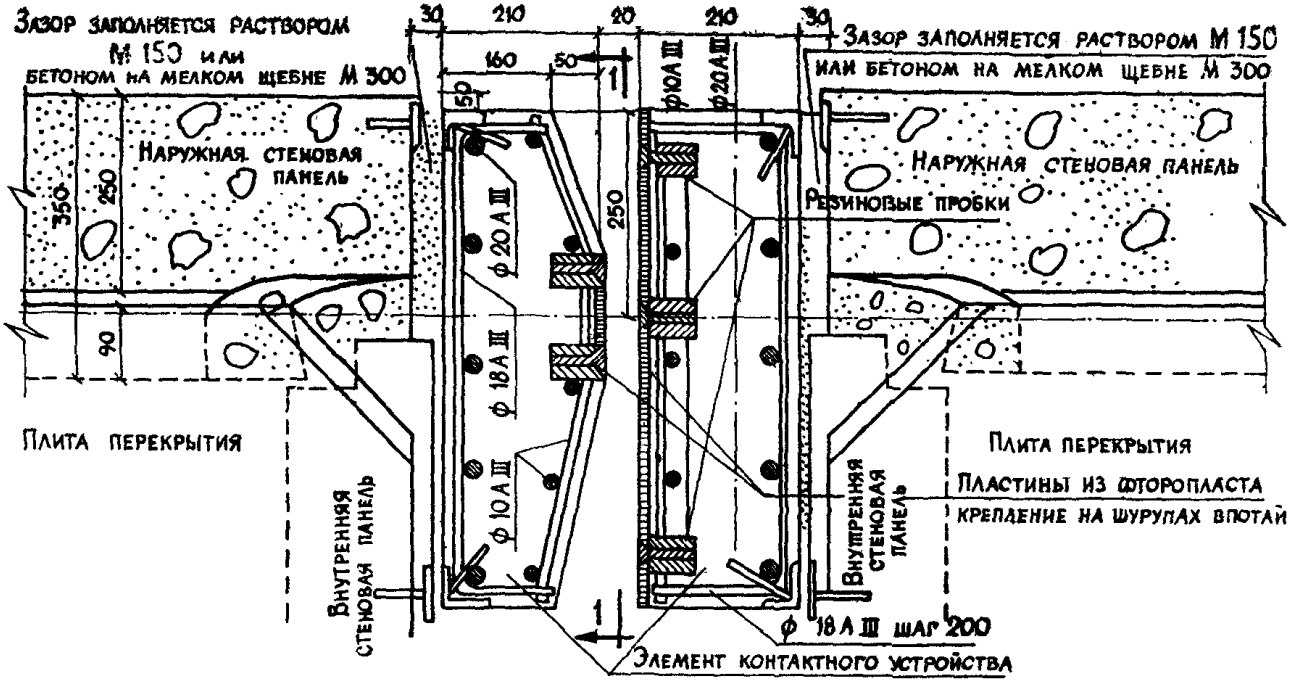


Рис. 3. Узел установки жесткого контактного устройства.

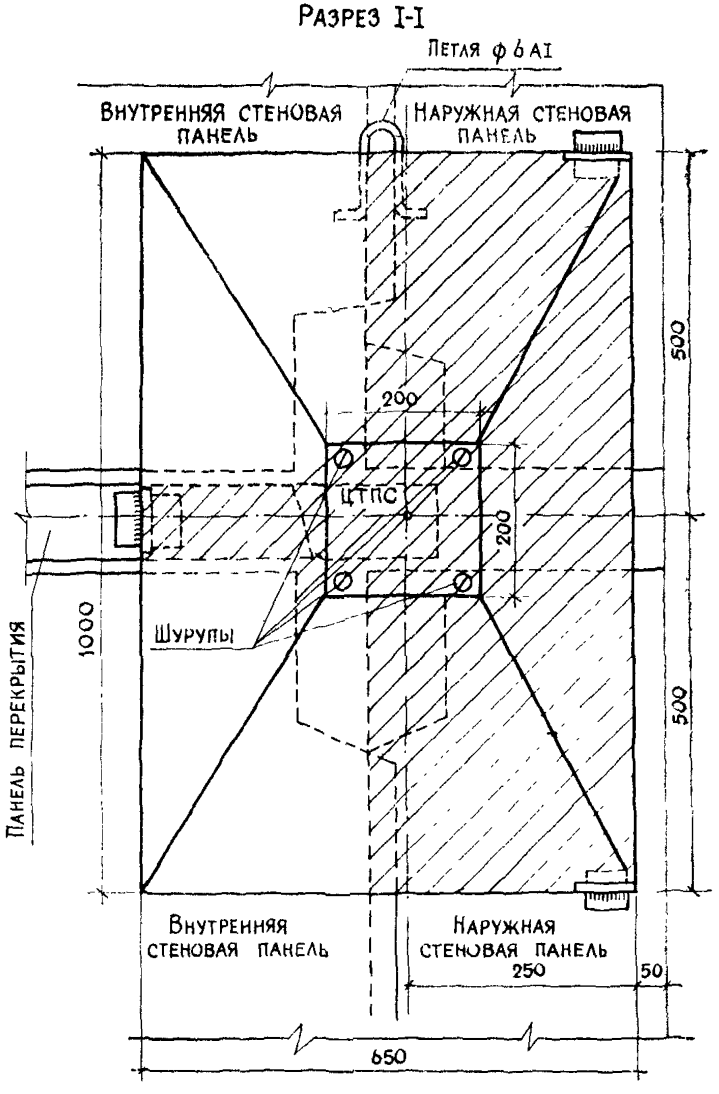


Рис. 4. Узел установки жесткого контактного устройства.

не превышало 5% величины расчетного усилия, передаваемого устройством.

На рис. 1, *а* приведено простейшее контактное устройство в виде составного деревянного вкладыша, состоящее из деревянных брусьев, соединенных фиксирующей пружиной.

Несущая способность такого устройства определяется сопротивлением дерева на сжатие поперек волокон. Учитывая значительную величину неупругих деформаций брусьев, величину сжатия фиксирующих пружин при монтаже в этом случае следует принимать увеличенной (6—8 см для швов шириной 25 см и 10—12 — для швов большей ширины).

При установке такого устройства с помощью закладных деталей для фиксации положения брусьев может быть использован деревянный клин.

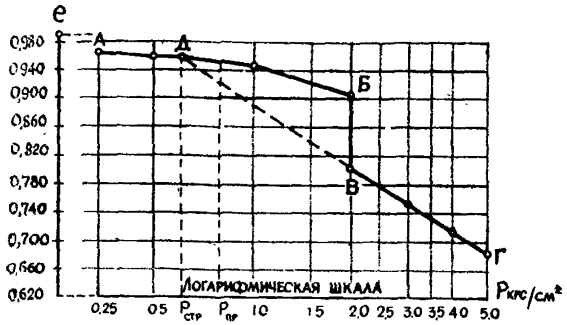
Принципиальные конструктивные схемы контактных устройств приведены на рис. 1—4.

Приложение 6

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОСАДОЧНОСТИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ ПО КОМПРЕССИОННЫМ ИСПЫТАНИЯМ ОДНОГО ОБРАЗЦА

1. Определение характеристик просадочности лессовых грунтов по компрессионным испытаниям одного образца может выполняться в соответствии с настоящим приложением наряду с другими известными методами согласно п. 4.29 [6].

2. Характеристики просадочности лессовых грунтов (относительная просадочность $\delta_{пр}$, начальное просадочное давление $p_{пр}$, коэффициент уплотнения a и модуль общей деформации E_i в природном и замоченном состоянии) определяются по результатам компрессионных испытаний одного образца. Данная методика является разновидностью известной методики «двух кривых по двум образцам» и основана на том, что компрессионная кривая замоченного просадочного грунта описывается логарифмической зависимостью и обращается в прямую при построении ее в полулогарифмическом масштабе.



Результаты компрессионных испытаний лёссового грунта с помощью методики «двух кривых по одному образцу» (пример) на участках:

А-Б — компрессия лёссовидного суглинка при естественной влажности и структуре;

Б-В — участок просадки при замачивании под давлением 2,0 кгс/см²;

В-Г — компрессия лёссовидного суглинка после замачивания и стабилизации просадки;

В-Д — экстраполяция прямой В-Г до пересечения с компрессионной кривой А-Б.

Это позволяет экстраполировать участок кривой замоченного грунта при нескольких ступенях давлений (см. рисунок).

В соответствии с данной методикой испытывается только один образец, что устраняет погрешности, связанные с неоднородностью образцов по влажности, плотности и структурным особенностям.

3. Последовательность проведения испытания с помощью одного образца состоит в следующем.

Образец обжимается в компрессионном приборе при природной влажности давлениями со ступенями нагрузки $P_i = 0{,}25$; 0,5; 1 и 2 кгс/см², затем замачивается под давлением 2 кгс/см².

После стабилизации просадки продолжается компрессия образца в замоченном состоянии при нагрузках $P_i = 3$; 4 и 5 кгс/см².

При испытании грунтов, залегающих глубже 10 м, обжатие образцов при природной влажности производится давлениями 0,5; 1, 2 и 3 кгс/см² с замачиванием при давлении 3 кгс/см². После стабилизации просадки дальнейшая компрессия образцов производится давлениями со ступенями нагрузки $P_i = 3{,}5$; 4 и 5 кгс/см².

Под действием каждой ступени нагрузки образец выдерживают до наступления стабилизации деформаций. За стабилизацию условно принимают величину сжатия образца, не превышающую 0,01 мм за 4 ч.

4. Строится график зависимости коэффициента пористости e_i от давления P_i (кгс/см^2) в полулогарифмическом масштабе (см. рисунок); по опытным точкам вычерчивается компрессионная кривая замоченного грунта, которая продлевается до пересечения с компрессионной кривой, построенной по опытным точкам испытания грунта природной влажности.

5. По величинам коэффициентов пористости e_i для незамоченного и замоченного грунта вычисляются значения модулей общей деформации E, кгс/см^2, коэффициентов уплотнения a, см^2/кгс и относительной просадочности $\delta_{\text{пр}\,i}$.

6. Давление, соответствующее точке пересечения участков компрессионных кривых замоченного грунта и грунта природной влажности, представляет собою структурную прочность сжатию испытываемого грунта в замоченном состоянии $P_{\text{стр}}$.

Давление, соответствующее относительной просадочности $\delta_{\text{пр}} = 0{,}01$, принимается за начальное просадочное давление $P_{\text{пр}}$ и вычисляется из условия

$$0{,}01 = \frac{e_{\text{н}l} - e_{\text{з}l}}{1 + e_{ol}}. \qquad (1)$$

7. Требования к образцам грунта, компрессионным приборам, порядку загружения и замачивания образцов, снятию отсчетов и наступлению условной стабилизации деформаций аналогичны требованиям к обычным компрессионным испытаниям грунтов.

8. Обработка результатов с помощью данного метода иллюстрируется примером (табл. 1 и 2):

по данным табл. 1 вычерчивается график зависимости e_i от P_1 в полулогарифмическом масштабе (см. рис.);

по опытным точкам при $P_i = 0{,}25$; 0,5; 1,0; 2,0 кгс/см^2 проводится компрессионная кривая для незамоченного грунта;

по опытным точкам при $P_i = 2{,}0$; 3,0; 4,0; 5,0 кгс/см^2 проводится прямая для замоченного грунта, которая продлевается влево до пересечения с компрессионной кривой незамоченного грунта;

Таблица 1

Давление P_i, кгс/см²		0	0,25	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Коэффициент пористости e_i	Незамоченного грунта	0,990	0,969	0,958	0,945	0,904	—	—	—
	Замоченного грунта	—	—	—	—	0,800	0,756	0,717	0,682

из точки пересечения кривых опускается перпендикуляр до оси абсцисс и определяется структурная прочность $P_{стр} = 0{,}58$ кгс/см²;

по табл. 2 определяются значения коэффициента пористости замоченного грунта при давлениях, кгс/см²;

Таблица 2

P_i	1,0	1,5	2,0
e_i	0,893	0,840	0,800

вычисляются значения коэффициентов уплотнения a_i, см²/кгс, и относительной просадочности $\delta_{пр\,i}$ (табл. 3),

Таблица 3

Удельное давление P_i, кгс/см²	Коэффициент пористости		Коэффициент уплотнения $a_{1-2}=\frac{e_{1,0}-e_{2,0}}{P_{2,0}-P_{1,0}}$, см²/кгс		Относительная просадочность $\delta_{пр i}=\frac{e_{ni}-e_{si}}{1+e_a}$
	незамоченного грунта e_{ni}	замоченного грунта e_{si}	незамоченного грунта	замоченного грунта	
0	0,090	—	—	—	—
0,25	0,969	—	—	—	—
0,5	0,958	—	—	—	—
1,0	0,945	0,893	—	—	0,026
1,5	0,923	0,840	0,041	0,093	0,042
2,0	0,004	0,800			0,050

а также модулей деформации E, кгс/см^2, незамоченного и замоченного грунта по формуле

$$E = m_к \frac{\beta}{a_{1-2}}(1 + e_0), \qquad (2)$$

где $m_к$ — корректировочный коэффициент, принимаемый по табл. 3. 1 [6];

β — коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения грунта в компрессионном приборе, принимаемый для супесей $\beta = 0{,}74$ и для суглинков $\beta = 0{,}62$;

a_{1-2} — коэффициенты уплотнения в интервале давлений 1—2 кгс/см^2;

e_0 — коэффициент пористости грунта, обжатого природным давлением $P_{быт}$.

Примечание. В данном примере $P_{быт} = 0{,}5$ кгс/см^2.

Из условия (1) вычисляется величина начального просадочного давления $P_{пр} = 0{,}75$ кгс/см^2.

Величины модулей деформации грунта находятся по формуле (2): для незамоченного грунта (суглинок)

$$E_н = 2{,}25\frac{0{,}62}{0{,}041}(1 + 0{,}958) = 66{,}5 \simeq 67 \text{ кгс/см}^2;$$

для замоченного

$$E_з = 2{,}25\frac{0{,}62}{0{,}093}(1 + 0{,}958) = 29{,}4 \simeq 30 \text{ кгс/см}^2.$$

Литература

1. *Руководство* по наблюдению за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1975.

2. *Руководство* по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов. М., Стройиздат, 1975.

3. *Правила* устройства электроустановок. ПУЭ-76, разд. 6. М., Атомиздат, 1977.

4. *Рекомендации* по унификации проектирования жилых зданий в особых условиях. Киев. Ф.-п. л. НИИСП Госстроя УССР, 1972.

5. *Указания* по проектированию конструкций крупноблочных жилых домов (СН 321—65). М., Стройиздат, 1965.

6. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Изд. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, 1978.

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие положения 3
2. Проектирование оснований 10
Общие положения по проектированию оснований . . . 10
Проектирование уплотнения тяжелыми трамбовками . . 16
Проектирование грунтовых подушек 19
Контроль качества уплотнения грунтов 20
3. Водозащитные мероприятия 22
Общие положения 22
Внутренние санитарно-технические устройства . . . 23
Наружные санитарно-технические устройства 26
Сброс аварийных вод 27
4. Конструкции зданий 28
Фундаментно-подвальная часть 32
Наземная часть зданий 34
Приложение 1. Расчет жилых домов жесткой конструктивной системы на воздействия просадки основания . 38
Приложение 2. Расчет жилых домов на горизонтальные перемещения при просадке грунтов от собственной массы 53
Приложение 3. Определение глубины деформируемой зоны основания 61
Приложение 4. Расчет конструкций 9-этажных крупнопанельных жилых домов на усилия, возникающие при замыкании деформационных швов . . . 63
Приложение 5. Проектирование контактных устройств в деформационных швах между отсеками 9-этажных крупнопанельных домов 74
Приложение 6. Определение характеристик просадочности лессовых грунтов по компрессионным испытаниям одного образца 81
Литература 85

Государственный комитет Совета Министров УССР
по делам строительства

ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕСКАРКАСНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ, СТРОЯЩИХСЯ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПЛЕКСА МЕРОПРИЯТИЙ

РСН 297—78

Редактор *А. И. Капитоненко*
Технический редактор *А. И. Любас*
Корректор *С. А. Куприенко*

Сдано на производство 20. IX.78. Подписано к печати 20.X.78. БФ 30514. Формат бумаги 84×108$^{1}/_{32}$. Гарнитура литературная. Печать высокая. Условн. печат. л. 4,62. Учетн.-издат. лист 5,0. Тираж 5000 экз. Зак. № 372. Цена 35 коп.

Научно-исследовательский институт строительных конструкций Госстроя СССР Киев, И. Клименко, 5/2.

Белоцерковская книжная фабрика республиканского производственного объединения «Поліграфкнига» Государственного комитета Украинской ССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, 256400, г. Белая Церковь, ул. Карла Маркса, 4.

Поправка

На стр. 4—5 в п. 1.3 пропущена нумерация абзацев а, б, *в*.
Формулу (7) на стр. 17 следует читать:

$$h_{\text{упл}} = \frac{p_{\text{пр}} - p\alpha - \gamma'_{11} h(1-\alpha)}{\gamma_{11}},$$

где $p_{\text{пр}}$ — начальное просадочное давление, тс/м²;
На стр. 28 в п. 4.1, стр. 36 в п. 4.33, стр. 37 в п. 4.40 вместо ссылки на п. 1.5 должна быть ссылка на п. 1.6

з. 372

gost.e-ecolog.ru