МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР
В/О "СОЮЗВОДПРОЕКТ"
ВСЕСОЮЗНЫЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ГОЛОВНОЙ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
"ГИПРОВОДХОЗ"

ВСН

ИНСТРУКЦИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

ВСН-II-23-75
Минводхоз СССР

МОСКВА 1975

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР
В/О "СОЮЗВОДПРОЕКТ"
ВСЕСОЮЗНЫЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ГОЛОВНОЙ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
"ГИПРОВОДХОЗ"

ИНСТРУКЦИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

ВСН-II-23-75
Минводхоз СССР

МОСКВА 1975

Инструкция по проектированию оросительных систем на просадочных грунтах ВСН-II-23-75 Минводхоз СССР разработана институтом "Гипроводхоз" (ведущий исполнитель инженер Мариупольский А.Л,),МГМИ,ВНИИГиМом и Таджикгипроводхозом.

Инструкция рассмотрена и одобрена Научно-техническим советом Минводхоза СССР (протокол от 3 июня 1969 года № 60), согласована с Госстроем СССР 17 мая 1974 года (письмо № I-1748) и с Госбанком СССР 27 ноября 1974 года (письмо № 29309).

Министерство мелиорации и водного хозяйства СССР (Минводхоз СССР)	Ведомственные строительные нормы Инструкция по проектированию оросительных систем на просадочных грунтах	Взамен ВСН-4-66 Минводхоз СССР

I. Общие положения

I.I. Настоящая инструкция рекомендуется для использования при проектировании оросительных систем на просадочных грунтах.

I.2. Просадочными считаются глинистые грунты, которые при замачивании водой под действием внешней нагрузки или собственного веса дают дополнительную осадку (просадку), относительная величина которой (относительная просадочность) $\delta_{pw} \geqslant 0{,}01$.

I.3. Лессовые грунты имеют следующие основные признаки: палево-желтую окраску при невысокой влажности; однородность состава при высокой пылеватости (содержание пылеватых частиц свыше 50%) и отсутствие слоистости; высокую пористость (до 54) с видимыми вертикальными канальцами (макропористость) и ходами мелких землероев; высокую засоленность гипсом и легкорастворимыми солями; быстрое размокание в воде и сравнительно большую водопроницаемость; способность держать в сухом состоянии вертикальные откосы большой высоты; просадочность при замачивании.

Внесены В/О "Союзводпроект" Минводхоза СССР	Утверждены Министерством мелиорации и водного хозяйства СССР (приказ № 57 от 28 января 1975 г.)	Срок введения I июля 1975 года

1.4. При проектировании гражданских и промышленных зданий и сооружений на территории оросительной системы следует учитывать степень обводненности грунтов их оснований в результате работы оросительной системы.

Проектирование зданий и сооружений, располагающихся на территории, не подвергающейся замачиванию из оросительных каналов, следует проводить в соответствии со СНиП П-I5-74 и Ш-Б. I0-62.

Для проектирования зданий и сооружений на территории, подвергающейся замачиванию, необходимо провести мероприятия по предварительной подготовке оснований, направленные на полное или частичное (но достаточное по условиям нормальной работы сооружения) устранение возможной просадки грунтов, или использовать специальные конструкции, приспособленные к ожидаемым просадкам основания, а также сваи и свайные фундаменты.

I.5. При проектировании сооружений оросительных систем в районах с повышенной сейсмичностью, конструктивные мероприятия, учитывающие просадочность оснований, должны отвечать также сейсмическим требованиям.

I.6. Лессовые грунты относятся к категории просадочных на основе результатов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и исследований, а также изучения местного опыта строительства и эксплуатации оросительных систем в соответствии с номенклатурой грунтов, приведенной в главах СНиП П-А.10-71 и П-I5-74.

Схематическая карта распространения просадочных грунтов на территории СССР приведена в главе СНиП П-А. 6-72 "Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования".

Подробные данные по инженерно-геологическим и гидрогеологическим изысканиям излагаются в "Руководстве по инженерно-геологическим и гидрогеологическим исследованиям для мелиоративного строительства на территориях распространения лёссовых пород".

2. Основные характеристики и расчетные условия работы просадочного основания

2.1. Для проектирования сооружений оросительной системы на просадочных грунтах необходимы следующие дополнительные данные, получаемые при инженерно-геологических и гидрогеологических изысканиях:

а) районирование территории по типам и величине просадки грунтов от собственного веса (карта просадочности);

б) расчетные характеристики физико-механических свойств грунтов: удельный и объемный вес, влажность, пористость (коэффициент пористости), показатели пластичности, коэффициент фильтрации, сцепление и угол внутреннего трения грунта естественной влажности и замоченного, коэффициент относительного сжатия, относительная просадочность, величины начального просадочного давления и начальной влажности, коэффициент сжатия при послепросадочной деформации, химический состав (засоленность).

2.2. Тип грунтовых условий по просадочности с учетом ожидаемой и допустимой для сооружения величины просадки определяет необходимость проектирования соответствующих инженерных мероприятий, обеспечивающих устойчивость и эксплуатационную надежность сооружения.

2.3. Величину просадки лёссового грунта от собственного веса при установлении типа грунтовых условий определяют в процессе изысканий по результатам лабораторных исследований и уточняют в полевых условиях путем опытного замачивания нескольких котлованов. По данным лабораторных испытаний возможная величина просадки от собственного веса определяется в пределах просадочной толщи от поверхности природного рельефа, а при планировке срезкой - от планировочной отметки до среднегодового уровня грунтовых вод или до глубины с устойчивым исчезновением просадочных свойств (относительная просадочность слоев грунта $\delta_{pw} < 0,01$). При этом встречающиеся в верхних горизонтах просадочной толщи отдельные прослои грунта с $\delta_{pw} < 0,01$ в расчете не учитываются.

2.4. Опытное полевое замачивание производится на глубину всей толщи просадочных грунтов из котлованов с размерами в плане не менее просадочной толщи, но не более 20-30 м.

Котлованы следует располагать на наиболее характерных геоморфологических элементах рельефа и в местах сосредоточения проектируемых сооружений из расчета 1-2 опытных участка на каждые 1000 га орошаемой территории.

Для межхозяйственных и внутрихозяйственных каналов опытное замачивание производится на отрезках каналов с поперечным сечением в натуральную величину и длиной, равной двух-трехкратной ширине канала поверху, но не менее 15 м.

Для других сооружений при проведении опытного замачивания должны создаваться условия, моделирующие ожи-

даемые в натуре воздействия на грунт и напор воды, равный проектному.

2.5. Опытные котлованы и отрезки каналов должны быть оборудованы устройствами и аппаратурой, позволяющими вести наблюдения за расходом воды на замачивание, проявлением деформаций и формированием увлажненного контура по глубине массива.

2.6. В результате замачивания должны быть получены материалы, позволяющие определить величину, характер и скорость проявления просадки как всего массива в целом, так и каждого расчетного слоя грунта по глубине просадочной толщи, размеры деформированной просадочными трещинами зоны вокруг замоченного котлована, количество воды, расходуемой на замачивание, время замачивания просадочной толщи, контур увлажнения массива под котлованом и в сторону от него.

2.7. Грунты в зависимости от относительной просадочности (с учетом действующего давления) и ожидаемой величины просадки при природном давлении (обязательное условие) подразделяются на три категории (табл.I).

Таблица I

Категория лессовых грунтов по просадочности

Категория	Наименование	Относительная просадочность при давлении на грунт P, кг/см^2			Просадка при природном давлении, см
		I	2	3	
I	Слабопросадочные	0,0I-0,0I5	0,0I-0,02	0,0I-0,03	≤I5

Продолжение табл.1

Категория	Наименование	Относительная просадочность при давлении на грунт P, кг/см^2			Просадка при природном давлении, см
		I	2	3	
2	Среднепросадочные	0,015-0,03	0,02-0,05	0,03-0,07	16-50
3	Сильнопросадочные	>0,03	>0,05	>0,07	>50

2.8. Замачивание (повышение влажности) просадочных грунтов в основании сооружений, в зависимости от характера распространения воды, степени увлажнения и размеров источника повышения влажности, бывает:

а)местное, сравнительно кратковременное замачивание грунта сверху (случайного характера), вследствие возможной утечки воды при расстройстве швов, нарушениях водонепроницаемости конструкций сооружений, трубопроводов, переливах через борта лотков, при периодической работе мелких и временных оросителей, выводных борозд, поливных карт и т.п., приводящее к увлажнению просадочного массива на ограниченной площади в пределах части просадочной толщи. В этом случае просадка проявляется лишь частично, так как:

- промачивание массива происходит не на полную мощность просадочной толщи;

- увлажнение замоченного массива будет не до полного водонасыщения;

- недостаточные размеры увлажненной зоны по верху в связи с возникновением сил торможения от окружающего сухого грунта снижают величину просадки от собственного веса или даже не вызывают ее;

б) интенсивное, длительное замачивание просадочного массива под каналами, сооружениями значительных размеров. Просадка проявляется максимальной величины, так как промачивание происходит на всю глубину просадочной толщи с полным водонасыщением грунта;

в) замачивание вследствие подъема уровня грунтовых вод, вызывающего просадку нижних слоев грунта от действия его собственного веса или от суммарной нагрузки под фундаментом в пределах высоты подъема уровня грунтовых вод и зоны их капиллярного поднятия;

г) замачивание за счет медленного повышения влажности под экранами, облицовками, грунтовыми подушками, над депрессионными кривыми при фильтрации воды в стороны от каналов;

д) одновременное сочетание отдельных видов замачивания, например, местное(кратковременное)замачивание с подъемом уровня грунтовых вод; длительное интенсивное промачивание массива под каналом в пределах увлажненного контура и медленное повышение влажности выше канала и сбоку от него.

2.9. Величина начального просадочного давления,Рн, представляет собой минимальное давление, при котором начинают проявляться просадочные свойства грунта при полном его водонасыщении.

2.10. Величина начальной (критической) влажности, $W_{н}$, определяется как минимальная влажность, при которой от заданной нагрузки на грунт начинают проявляться его просадочные свойства.

2.11.Сжимаемость лёссового грунта под давлением характеризуется коэффициентом относительного сжатия δ_p, определяемого обычными компрессионными испытаниями по формуле:

$$\delta_p = \frac{h_\delta - h}{h_\delta}, \qquad (1)$$

где h_δ - высота образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным природному, без возможности бокового расширения, см;

h - высота того же образца природной влажности, обжатого расчетным давлением Р кг/см^2, см.

2.12.Степень просадочности лессового грунта выражается величиной относительной просадочности δ_{pw}, определяемой в компрессионном приборе под действием вертикального расчетного давления и замачивания образца до полного водонасыщения.

Относительная просадочность вычисляется по формуле:

$$\delta_{pw} = \frac{h - h_1}{h_\delta}, \qquad (2)$$

где h_1 - высота образца грунта после кратковременного (до 2 суток) пропуска через него воды при сохранении давления Р кг/см^2; остальные обозначения, как для формулы (I).

Если расчетное давление заранее неизвестно, то для каждого расчетного слоя грунта необходимо иметь кривую зависимости относительной просадочности от давления, $\delta_{pw} = f(p)$.

2.13. Степень просадочности грунта при замачивании (повышении влажности) не до полного водонасыщения выражается величиной относительной просадочности при увлажнении до ожидаемой "конечной" влажности $\delta_{pw(к)}$, определяемой по ориентировочной формуле:

$$\delta_{pw(к)} = \frac{W_к - W}{W_{max} - W} \cdot \delta_{pw} \quad , \qquad (3)$$

где δ_{pw} - величина относительной просадочности, определяемая по формуле (2);

$W_к$ - влажность грунта при его насыщении до определенной (конечной) величины, ожидаемой для проектируемых условий, в долях единицы;

W - естественная влажность грунта в долях единицы;

W_{max} - влажность при полном (максимальном) водонасыщении грунта, в долях единицы.

Для более точного прогноза деформируемости лессового грунта при неполном водонасыщении, следует проводить специальные испытания и устанавливать зависимости: $\delta_{pw(к)} = f(W, P)$.

2.14. Способность грунта к послепросадочному уплотнению при длительном фильтрационном воздействии воды выражается коэффициентом относительного сжатия при длительной фильтрации δ_{wt}, вычисляемым по формуле:

$$\delta_{wt} = \frac{h_1 - h_2}{h_\delta}, \qquad (4)$$

где h_2 - высота образца грунта в компрессионном приборе после длительного (1,5-2 месяца) пропуска через него воды при сохранении расчетного давления Р кг/см^2.

Способы лабораторного определения коэффициентов относительного сжатия грунта при различных видах деформаций δ_p, δ_{pw}, δ_{wt} приведены в "Пособии по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на просадочных грунтах". Стройиздат,I964.

3. Методика расчета величины деформаций лессовых грунтов

3.I. Расчет оснований гидротехнических сооружений, сложенных просадочными грунтами, производится:

по первому предельному состоянию - по несущей способности грунтов основания (согласно положениям СНиП П-I5-74);

по второму предельному состоянию - по предельным деформациям с целью ограничения их величинами, обеспечивающими нормальную эксплуатацию возводимого на нем сооружения.

Расчет по деформациям является обязательным для всех просадочных оснований и сводится к выполнению условия:

$$S \leq S_{доп}, \qquad (5)$$

где S - расчетная величина ожидаемой деформации (осадка, просадка, послепросадочная деформация - раздельно или в сумме, в зависимости от принятой технологической схемы строительства сооружений и его чувствительности к отдельным видам деформаций, относительная деформация или смещение конструктивных элементов сооружения относительно друг друга);

$S_{доп}$ - предельно допустимые величины деформации для проектируемого сооружения в той же расчетной комбинации.

3.2. Силы, действующие на проектируемое сооружение и его основание и их расчетные сочетания, принимаются по соответствующим главам СНиП и нормативным документам по проектированию различных гидротехнических сооружений.

3.3. Величина расчетной деформации просадочного основания определяется формулой:

$$S = S_p + S_{pw} + S_{wt}, \qquad (6)$$

где S_p - осадка грунта естественной влажности в пределах сжимаемой толщи под нагрузкой Р от сооружения;

S_{pw} - просадка слоев лессового грунта в пределах замоченной просадочной толщи в основании сооружения;

S_{wt} - послепросадочное уплотнение лессового основания при длительной фильтрации через него воды, вследствие суффозионно-пластических деформаций грунта.

3.4. При определении величины деформации просадочных грунтов следует учитывать, что могут происходить повторные просадки, когда:

повторное увлажнение захватывает новую, ранее не увлажнявшуюся часть просадочной толщи;

степень увлажнения (водонасыщенность) при повторном замачивании возрастает (увеличивается "конечная" влажность);

повторное увлажнение происходит при возросшей интенсивности давления.

3.5. Просадка при замачивании проявляется с глубины, на которой сумма давлений от собственного веса грунта и давления от сооружения превышает величину начального просадочного давления.

3.6. Величина деформации грунта при увеличении давления (осадка) S_p определяется по формуле:

$$S_p = K \cdot m_i \sum_{1}^{n} \delta_{pi} h_i \quad , \qquad (7)$$

где δ_{pi} – коэффициент относительного сжатия при изменении давления от природного до расчетного для середины i -го слоя грунта;

h_i – мощность расчетного слоя грунта;

n – количество расчетных слоев в пределах активной (сжимаемой) зоны основания;

K – коэффициент однородности грунта равный I,I;

m_i – коэффициент условий работы, принимаемый согласно п.3.9.

3.7. Величина деформации грунта при замачивании (просадка) определяется по формуле:

$$S_{pw} = K \sum_{1}^{n} \delta_{pwi} \cdot h_i \cdot m_i \quad , \qquad (8)$$

где δ_{pwi} – относительная просадочность грунта для расчетного давления в середине i -го слоя, равного сумме природного давления с учетом водонасыщенности грунта и давления от сооружения.

3.8. Величина послепросадочной деформации определяется по формуле:

$$S_{we} = K \cdot \sum_{1}^{n} \delta_{wsi} \cdot h_i \cdot m_i , \qquad (9)$$

где δ_{wsi} - коэффициент сжатия при длительной фильтрации воды через рассматриваемый слой.

3.9. Коэффициент условий работы m_i принимается:

в пределах деформируемой зоны мощностью полторы ширины фундамента, непосредственно примыкающей к его подошве (табл.2);

в нижерасположенных слоях просадочных грунтов под фундаментом и при расчете деформаций под действием природного давления-по результатам опытного замачивания, а при отсутствии их m =I;

по рекомендациям соответствующих разделов настоящих ВСН, где в расчетах этим коэффициентом учитываются возможность, степень и одновременность проявления тех или иных видов деформаций.

3.I0. Разность просадок (смещение) соседних фундаментов, блоков, секций или элементов конструкций гидросооружений Δ_{pw} при всех видах замачивания определяется по формуле:

$$\Delta_{pw} = S_{pw}^{n} - S_{pw}^{n+1} , \qquad (I0)$$

где S_{pw}^{n} и S_{pw}^{n+1} - просадки отдельных рассматриваемых конструкций с учетом их расположения к источнику замачивания, глубины и степени увлажнения толщи под каждой из них.

Таблица 2

Коэффициент условий работы m_i

Вид уплотнения и состояния грунта по влажности	Дополнительные нагрузки на основание, кг/см^2								
	до 0,5			0,5–I,5			более I,5		
	по ширине подошвы фундамента, м								
	до 2	2–5	более 5	до 2	2–5	более 5	до 2	2–5	более 5
Осадка маловлажного грунта	I,I	I,05	I	I,2	I,I	I	I,3	I,I5	I
Осадка увлажненного грунта и послепросадочного уплотнения	I,2	I,I	I	I,3	I,I5	I	I,4	I,2	I
Просадка	I,3	I,I5	I	I,4	I,2	I	I,5	I,25	I

3.11. Крен отдельно стоящего фундамента или сооружения, $tg\,\theta$, происходящий вследствие просадки грунтов, определяется по формуле:

$$tg\,\theta = \frac{S_{pw}^{n} - S_{pw}^{n+1}}{b}, \qquad (11)$$

где b - размер сооружения в направлении крена, см.

4. Проектирование оросительных и сбросных каналов

А. Общие положения

4.I. Отметки расчетного горизонта воды в оросительном канале, которые были определены при проектировании по топографическим материалам, полученным до проявления на местности просадочных деформаций, должны оставаться неизменными и поддерживаться комплексом мероприятий при строительстве и последующей эксплуатации системы.

4.2. Временные оросители, выводные борозды, оросительные переносные шланги и трубопроводы с нерегулируемыми отверстиями рекомендуется прокладывать с постоянным уклоном.

Временные оросители должны иметь уклоны, обеспечивающие минимально возможное наполнение.

Временные оросители и выводные борозды на землях со средней и сильной просадочностью рекомендуется нарезать канавокопателем, работающим в агрегате с уплотнителем - затирателем прицепной или навесной конструкции.

4.3. Для сокращения затрат на большое количество водовыпусков из каналов, лотков и гидрантов из распределительных трубопроводов, рекомендуется шире применять

переносные водовыпуски, сифоны и транспортирующие гибкие шланги.

4.4. Одновременно со сдачей подготовленных земель хозяйства на средне-и сильнопросадочных землях оснащаются полными комплектами переносных поливных и транспортирующих трубопроводов (шлангов), переносных водовыпусков, сифонов и других поливных устройств, предусмотренных проектом.

В комплекты входит такое количество инвентарных поливных устройств, которое необходимо для орошения всей сдаваемой хозяйствам площади в продолжение двух-трех поливных сезонов, в зависимости от величины ожидаемых просадок.

4.5. Проектирование мелкой внутрихозяйственной сети (в земляном русле, лотках и трубопроводах) на землях, требующих капитальной планировки, как правило, производится по топогеодезической съемке в масштабе 1/2000, выполняемой для проектирования планировки поверхности.

Остальные оросительные каналы проектируются обычными способами на топопланшетах масштаба 1/10000.

4.6. Величину ожидаемой просадки следует устанавливать, опираясь на данные районирования территории по просадочности и в соответствии с рекомендациями, изложенными в разделе 3.

Б. Каналы в земляном русле

4.7. При проектировании оросительных и сбросных каналов необходимо учитывать характер проявления и величину ожидаемой просадочной деформации грунтовой толщи, особенности расположения каналов по отношению к формам рельефа и степень заглубления в грунт.

4.8. Каналы в зависимости от рельефа подразделяются на три вида: проходящие по равнинной территории или пологим склонам с поперечным уклоном менее 0,1; на косогорах с поперечным уклоном в пределах 0,1–0,6; на крутых косогорах с поперечным уклоном более 0,6.

4.9. По степени заглубления относительно поверхности земли следует различать каналы в глубокой, неглубокой выемках, в полувыемке - полунасыпи и в насыпи (рис.1).

Для каналов в выемке (рис.1а) должно выполняться условие:

$$d \geq K_1 (S_{pw} + S_{wt}) + C , \qquad (12)$$

где d - строительный запас от форсированного горизонта воды в канале до бровки выемки;

S_{pw} - величина просадочных деформаций, определяемая согласно п.3.7;

S_{wt} - величина послепросадочных деформаций, определяемая согласно рекомендациям п.3.8. (принимается в расчетах, если S_{wt} более 15 см);

C - нормированное превышение берм или бровки дамб в каналах, проходящих в непросадочных грунтах;

K_1 - коэффициент запаса, принимаемый 1,1–1,2, в зависимости от геологических условий и степени их изученности.

4.10. Оросительная сеть должна быть рассчитана на то, чтобы деформации при просадках совершенно не усложняли эксплуатацию каналов или должны быть легко

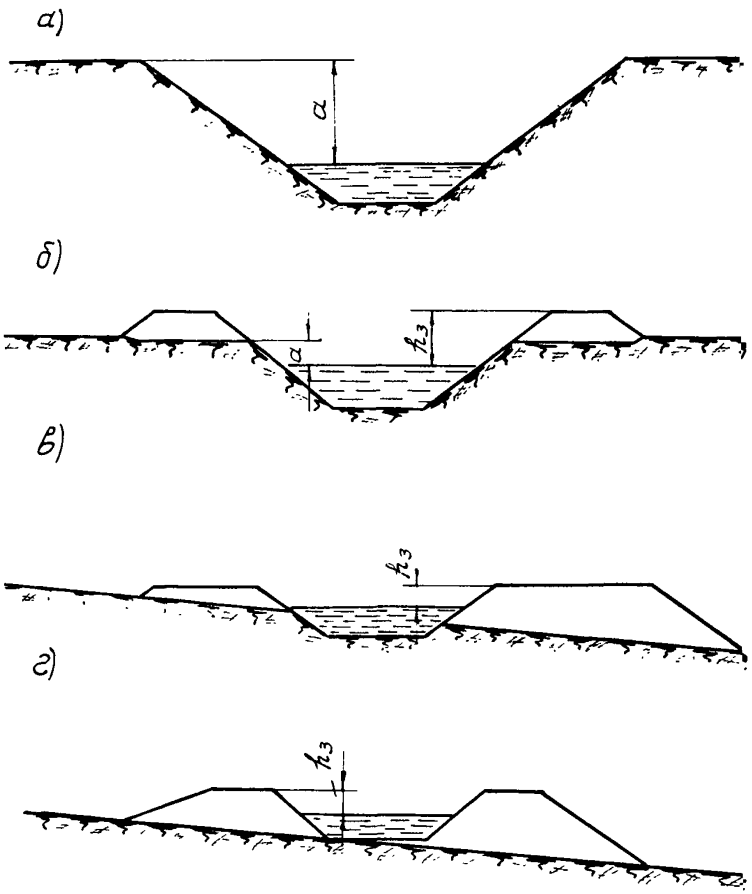

Рис.I. Поперечные сечения каналов на лессовых просадочных грунтах:
а - в глубокой выемке; б - в неглубокой выемке;
в - в полувыемке-полунасыпи; г - в насыпи

устранимы (без перерывов в их работе). При сравнении вариантов по трассам каналов следует учитывать не только профильные объемы, но и полную стоимость строительства. При этом учитывают и дополнительные работы, связанные с ликвидацией просадочных и послепросадочных деформаций.

4.11. Магистральные каналы, межхозяйственные и внутрихозяйственные распределители и сбросную сеть необходимо трассировать с расчетом сокращения количества искусственных сооружений и создания условий для равномерного уплотнения грунта под каналами в период их эксплуатации и, по возможности, проектировать в выемках. Необходимо учитывать, что каналы, построенные в глубоких или неглубоких выемках, наиболее устойчивы в эксплуатации, но из-за худшего командования над орошаемой территорией их строительство сопровождается потерей некоторой дополнительной орошаемой площади.

4.12. На просадочных грунтах строительство каналов, в зависимости от их вида и конструкции, а также от природных условий, может производиться как без противопросадочных мероприятий, так и с применением таких мероприятий различной сложности.

В техническом проекте должна быть обоснована необходимость противопросадочных мероприятий и их вид по каждому крупному каналу и по группам аналогичных внутрихозяйственных каналов.

4.13. На равнинных участках и пологих склонах без противопросадочных мероприятий следует проектировать:

каналы, проходящие в глубоких выемках, независимо от величины просадки с соблюдением условия (12) (п.4.9);

временные оросители при просадке не более 30 см;

каналы в неглубоких выемках с расходом до 2 $м^3/с$ при просадке не более 30см и каналы с расходом более 2 $м^3/с$ при просадке не более 20 см;

каналы в полувыемке-полунасыпи с расходом до 2 $м^3/с$ при просадке не более 20 см и каналы с расходом более 2 $м^3/с$ при просадке не более I5 см;

каналы в насыпи с расходом до 2 $м^3/с$ при просадке не более I5 см и каналы с расходом более 2 $м^3/с$ при просадке не более I0 см.

При проектировании перечисленных каналов следует предусматривать дополнительные затраты по ликвидации последствий от просадок в соответствии с указаниями раздела 6.

4.I4. Противопросадочные мероприятия подразделяются на простейшие и сложные.

К простейшим относятся: выполнение канала в неглубокой выемке с отсыпкой вдоль него дамбочек; создание дополнительного запаса высоты ограждающих дамб; выполнение канала с недобором по дну или по всему периметру. К сложным - замачивание канала по отсекам; устройство завес-зубьев; выполнение ограждающих дамб отсыпкой лесса в воду; устройство канала с глубокой врезкой в косогор.

4.I5. На равнинных участках и пологих склонах с применением простейших противопросадочных мероприятий рекомендуется проектировать:

каналы в неглубоких выемках независимо от просадки с отсыпкой вдоль них дамбочек;

временные оросители при просадке более 30 см;

каналы в полувыемке-полунасыпи с расходом до 2 $м^3/с$

при просадке 20 - 35 см и каналы с расходом более 2 $м^3/с$ при просадке I5 - 25 см;

каналы в насыпи с расходом до 2 $м^3/с$ при просадке I5 - 25 см и каналы с расходом более 2 $м^3/с$ при просадке I0 - I5 см.

4.16. Дамбочки вдоль канала, идущего в неглубокой выемке, отсыпаются для предотвращения местных разливов воды по территории.

Запас дамбы над горизонтом воды принимается нормативным плюс величина ожидаемой просадки.

4.I7. Для уменьшения объемов работ при необходимости поперечное сечение канала можно разрабатывать не на полную глубину, а с недобором - по одной из следующих схем:

по всему периметру канала (рис.2,а), принимая $h_н = S_{pw}$;

по глубине на величину $h_н > S_{pw}$ (рис.2,б).

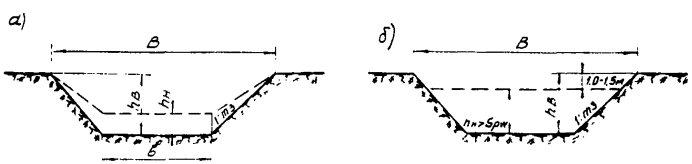

Рис.2. Поперечные сечения канала с недобором грунта: а - по всему периметру канала; б - со значительным недобором по глубине канала

Первую схему следует использовать только для каналов с расходом более 5 $м^3/с$. Вторая схема используется при проектировании каналов на косогорах. В этом случае

сечение канала разрабатывается механизмами в два приема сначала верхняя часть сечения, а после замачивания т щи грунтов под каналом - остальная его часть.

4.18. Если величина ожидаемой просадки не позволяет строить канал без противопросадочных мероприятий или ограничиваться простейшими из них, следует проектировать более сложные мероприятия с учетом рекомендаций, изложенных в пп. 4.19-4.21.

4.19. При строительстве каналов с предварительным замачиванием по отсекам предусматривается следующая схема производства работ: канал выполняют с недобором по всему периметру, разделяя на отдельно замачиваемые отсеки. Вода поступает из одного отсека в другой через простейшие водовыпуски(трубы, сифоны или обводные каналы). Запас в высоте дамб устанавливается в соответствии с указаниями п.4.17.

Длину отсеков следует назначать по формуле:

$$l_o = \frac{h_\phi - h_r}{i} \quad , \qquad (13)$$

где h_ϕ - глубина воды в канале при пропуске форсированного расхода;

h_r - то же, при нормальных условиях эксплуатации канала, м;

i - уклон дна канала.

4.20. Завесы (зубья) служат для предотвращения прорывов воды из русла канала на окружающую территорию. Их целесообразно устраивать на косогорах (рис.3а), а иногда и на пологих склонах для более надежного контакта тела насыпи с основанием (рис.3б). Завесы используются также при ликвидации прорывов бортов и дна каналов.

Для устройства завесы прокладывают узкую траншею (откосы 1:0,1-1:0,2), тщательно замачивают ее основание, а затем заполняют траншею разжиженным лёссовым грунтом (например, отсыпкой в воду или гидронамывом).

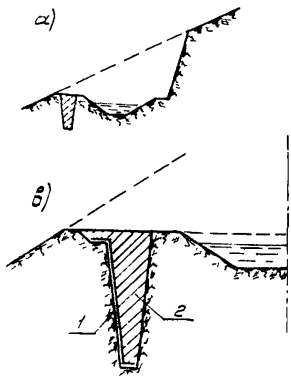

Рис.3. Завесы-зубья;
а - на косогорных участках;
б - на пологих склонах;
в - из полимерной пленки
(I - полимерная пленка;
2 - грунт естественной влажности)

Ширину траншей по дну рекомендуется назначать в соответствии с шириной используемых землеройных механизмов, придерживаясь следующих рекомендаций:

Расход воды в канале, $м^3/с$ . . .	5	5-10	10-20	20
Ширина траншей по дну, м . . .	0,6	0,7	0,8	I

Глубина траншей назначается с таким расчетом, чтобы траншеи на 30-50 см врезались в слой грунта, не нарушенный ходами землероев и эрозионными процессами. Завесу - зуб можно выполнять из полимерной пленки (рис.3в). В открытую траншею с одного из ее бортов опускают сваренное полотнище пленки и засыпают траншею грунтом естественной влажности, обеспечивая целостность пленочного полотнища.

4.21. Выполнение ограждающих дамб методом отсыпки лёссового грунта в воду и гидронамывом с предваритель-

ным замачиванием основания позволяет создать надежное поперечное сечение канала в любых (по просадочности) условиях. Особенности производства работ по рассматриваемому способу изложены в главе "Земляные сооружения" раздела 5.

В. Каналы на косогорах

4.22. Каналы на косогорах, сложенных просадочными грунтами, следует выполнять в глубоких выемках, вдвинутых в глубь косогора, или применять сложные противопросадочные мероприятия (см. пп. 4.19-4.21).

Первый способ может быть рекомендован при любой величине просадки, если поперечный уклон местности не превышает 0,6. При более крутых косогорах величина просадки должна быть не больше 30 см.

Сложные противопросадочные мероприятия следует использовать при строительстве каналов на крутых косогорах с просадкой более 30 см и когда глубокие выемки нецелесообразны по технико-экономическим соображениям.

4.23. Поперечное сечение каналов на косогорах в глубокой выемке (рис.4) рекомендуется проектировать следующим образом: гидравлическим расчетом определяют характеристики живого сечения b, $m_з$, $h_ф$; по формуле (12) находят величину строительного запаса бровки канала над форсированным горизонтом воды и определяют строительную глубину канала:

$$h_б = h_ф + h_з \qquad (14)$$

и строительную ширину по верху

$$B = b + 2 m_з h_б, \qquad (15)$$

где b - ширина канала по дну, м;

$m_з$ - заложение откоса.

Рис. 4. Поперечное сечение канала на косогоре в глубокой выемке



Заложение искусственно создаваемого откоса рекомендуется назначать 1:0,1 - 1:0,2. При высоте откоса более 10 м его выполняют с бермами или с заложением 1:0,3 - 1:0,4.

Ширина берм a_1 и a_2 зависит от конструкции.

Грунт в зоне Нр, разрушенный эрозионными процессами, ходами землероев, корнями растений или имеющий общую повышенную пористость, следует уплотнить.

Ширина бермы a_2 должна быть достаточной для прохода механизмов, предусматриваемых для очистки канала при эксплуатации. Если размеры канала не позволяют производить его очистку только с бермы a_2, то и ширина бермы a_1 должна обеспечивать проход соответствующих механизмов. При размещении на берме a_1 дороги, ширина ее должна быть не менее ширины дорожного полотна.

Г. Каналы в облицовках

4.24. На просадочных грунтах в противофильтрационных целях можно использовать облицовки из монолитного

бетона, сборного железобетона или другого относительно жесткого материала при условии предварительного проявления основной части просадочных и послепросадочных деформаций.

Срок укладки облицовок в этих случаях устанавливают следующим образом: в формуле (20) принимают $S = S_{доп}$ и определяют величину β по табл. 4. Для принятого значения β находят продолжительность замачивания канала и, тем самым, время, когда можно будет приступить к укладке облицовки, но не ранее, чем на второй год замачивания.

4.25. Устройство облицовок гибкой конструкции допускается после проявления некоторой части просадочных деформаций с учетом, что ожидаемая дальнейшая деформация основания не будет являться аварийной для принятой конструкции облицовки. В качестве облицовки каналов гибкой конструкции можно применять стабилизированную пленку и др. рулонные гидроизоляционные материалы с защитным слоем из грунта толщиной 30-40 см, а также поверхностные асфальтобетонные покрытия, которые легко поддаются ремонту и восстановлению. К гибкой конструкции относится также облицовка из сборных железобетонных плит, укладываемых по пленочным материалам. Свойства пленочных материалов должны соответствовать условиям их эксплуатации с учетом работы на разрыв, деформации и долговечности. Стыковые соединения между плитами заделываются мастичными материалами, служащих в основном, защитой пленочных материалов от атмосферных воздействий.

Д. Каналы в железобетонных лотках

4.26. Проектирование каналов в железобетонных лотках в просадочных грунтах следует осуществлять в соответствии с рекомендациями, изложенными в пп. 4.26-4.32.

4.27. Конструкции опор (стоечные или свайные) и лотков принимаются такие же, как для лотковых каналов на непросадочных грунтах.

Конструкции стыковых соединений должны допускать расширение и сжатие швов при неравномерной осадке опор. Применяемые уплотняющие материалы должны обеспечивать водонепроницаемость стыков при вышеуказанных деформациях.

4.28. Каналы в железобетонных лотках, вследствие незначительного запаса в высоте лотка над горизонтом воды, могут нормально функционировать лишь при небольших деформациях основания, что, как правило, исключает возможность использования на просадочных грунтах естественных оснований.

Подготовку основания под опоры лотков рекомендуется осуществлять:

поверхностным трамбованием тяжелыми трамбовками (выштамповывание котлована);

предварительным замачиванием и последующим доуплотнением верхних слоев поверхностным трамбованием тяжелыми трамбовками;

используя свайные опоры, в том числе и погруженные в предварительно замоченный грунт.

4.29. Поверхностное трамбование тяжелыми трамбовками рекомендуется использовать для стоечных опор в грунтовых условиях I типа просадочности без ограничения мощности просадочной толщи и в грунтовых условиях II типа по просадочности при мощности просадочной толщи не более 5 м. Осуществляется оно в соответствии с указаниями пп. 5.41-5.45.

4.30. Комбинированный способ подготовки основания предварительным замачиванием с последующим доуплотнением верхних слоев грунта поверхностным трамбованием тяжелыми трамбовками следует использовать для стоечных опор в грунтах II типа просадочности при мощности лессовой толщи более 5 м. Замачивание грунта производится до кровли непросадочного слоя или на I м выше горизонта грунтовых вод, но не более I0 м в соответствии с указаниями пп. 5.I2-5.3I.

4.3I. Свайные опоры используются без применения каких-либо других противопросадочных мероприятий в грунтах I типа просадочности без ограничения мощности просадочной толщи и в грунтах II типа просадочности при мощности лессовой толщи не более 5 м. При большей мощности просадочного грунта II типа просадочности сваи погружают в предварительно замоченный (до глубины I0 м) лессовый грунт. Погружение свай осуществляется ударным способом.

Глубину погружения свай назначают по расчету в соответствии с указаниями пп. 5.54-5.6I, но не менее следующих величин:

при длине свай 3÷3,5 м - 2,0 м; 4÷5 м - 2,5 м; 6÷7 м - 3,5 м.

Е. Закрытая сеть

4.32. Закрытую оросительную сеть, состоящую из трубопроводов, можно применять на лессовых просадочных грунтах наряду с другими видами сети. Незначительные потери на фильтрацию в закрытой сети уменьшают возможность развития просадочных деформаций.

4.33. При выборе материала труб, укладываемых в закрытую оросительную сеть, следует руководствоваться технико-экономическими соображениями, отдавая предпочтение материалам, способным воспринимать неравномерные деформации основания. На просадочных лессах возможно применение асбестоцементных, железобетонных, бетонных и пластмассовых труб.

4.34. Пластмассовые трубы закрытых сетей укладывают на просадочные грунты без подготовки основания. Для таких трубопроводов противопросадочные мероприятия могут проводиться лишь при наличии в них высоких гидравлических напоров и на участках переходов через местные преграды.

4.35. Укладку асбестоцементных, железобетонных и бетонных труб закрытых сетей в грунтах II типа просадочности производят после их предварительного замачивания по трассе трубопровода на глубину 5 м, считая от дна траншеи.

4.36. Трубопроводы укладывают после подсыхания грунта на спланированное дно траншеи. Трубы засыпают на 0,2 м выше их верха вручную с подбивкой, разравниванием и уплотнением грунта пневмотрамбовкой.

Обратная засыпка траншей должна производиться только после испытания трубопровода.

4. Техника полива

4.37. На вновь осваиваемых землях полив должен осуществляться по бороздам с применением гибких шлангов.

4.38. Если требует микрорельеф, перед посевом необходимо провести планировку в соответствии с рекомендациями раздела 7.

4.39. В первые три года освоения орошаемых земель полив производят малыми поливными нормами и более часто, чем на непросадочных грунтах.

На средне- и сильнопросадочных грунтах поливы назначают по строгим нормам без сбросов, а в первые три - четыре года эксплуатации (пока не проявляются основные просадки) - только в светлое время суток.

4.40. В первые годы освоения просадочных земель бороздковый полив проводится только по укороченным бороздам. Длину поливных борозд, в зависимости от уклонов поверхности и степени просадочности грунтов, следует принимать: для слабопросадочных земель-100-150 м, среднепросадочных-70-100; сильнопросадочных-50-70 м.

В пределах поливной карты длину борозд принимают с учетом изменения уклонов поверхности по длине карты.

4.41. Для поливов в первые годы освоения земель предусматривают места расположения водовыпусков из постоянных каналов и лотков, а также необходимое количество гидрантов, поливных шлангов, поливных трубопроводов и временных оросителей (см. п.4.4).

4.42. Переход на поливные борозды большей длины и сокращение количества действующих водовыпусков и гидрантов решаются в процессе дальнейшего использования земель в зависимости от проявления просадочных деформаций.

5. Проектирование гидротехнических сооружений

А. Общие положения

5.1. Гидротехнические сооружения в зависимости от передаваемых на основание дополнительных давлений, подразделяются на следующие группы:

	При дополнительном давлении от сооружения, кг/см^2
Легкие.	0,25-0,5
Со средней величиной нагрузки	0,5 -I,5
Особые сооружения.	> I,5

5.2. В зависимости от конструкции и условий эксплуатации, основания гидротехнических сооружений увлажняются периодически и незначительно или постоянно в значительных размерах. Основания лотковых каналов, трубчатой сети, дюкеров, акведуков постоянного и периодического действия увлажняются в меньшей степени, чем каналов в земляном русле, перепадов, перегораживающих сооружений и других сооружений открытого типа.

5.3. В зависимости от степени увлажнения и типа просадочности грунтов гидротехнические сооружения могут возводиться на естественном или искусственном основании.

5.4. Для гидротехнических сооружений на естественном основании требуется, чтобы ожидаемые деформации основания не превышали допустимых приведенных в табл.3.

5.5. Все гидротехнические сооружения, не отвечающие требованиям п.5.4, должны проектироваться на искусственном основании.

5.6. Искусственные основания под гидротехническими сооружениями оросительных систем на просадочных лессовых грунтах создаются:

предварительным замачиванием грунта;

переработкой грунта (устройство подушек из уплотненного лесса);

поверхностным трамбованием грунта тяжелыми трамбовками;

комбинированными способами (поверхностное замачивание и переработка грунта в верхней части толщи, предварительное замачивание и доуплотнение верхних слоев поверхностным трамбованием тяжелыми трамбовками);

устройством свайных фундаментов;

закреплением грунта силикатизацией, газовой силикатизацией, электросиликатизацией, глинизацией и синтетическими смолами.

5.7 Способы создания искусственных оснований сооружений должны быть обоснованы проработкой вариантов и сопоставлением технико-экономических показателей с учетом величины дополнительного давления, передаваемого сооружением на нижерасположенные слои грунта, мощности просадочной толщи, величины ожидаемой деформации основания, интенсивности его увлажнения, конструкции сооружения и особенностей его эксплуатации.

В стадии технического проекта способы создания искусственных оснований должны быть определены для всех крупных сооружений и групп однотипных массовых сооружений в привязке к выделенным районам просадочности.

5.8. Для сооружений, занимающих большую площадь или имеющих большую протяженность, а также разрезанных

швами на отдельные различно нагруженные части, необходимо, чтобы относительные смещения отдельных его частей не препятствовали нормальной эксплуатации и были бы в необходимых пределах (табл.3).

Таблица 3

Допустимые значения деформаций просадочных оснований гидротехнических сооружений, обеспечивающие сохранение технологических связей между частями сооружений

Типы сооружений	Величина допустимой деформации $S_{доп}$, см		Величина допустимых относительных смещений отдельных частей сооружения, $\Delta_{доп}$, см
	просадочной	послепросадочной	
1	2	3	4
Насосные станции обычной конструкции, применяемой на непросадочных грунтах	5	10	3
Те же сооружения с повышенной прочностью конструкции или обычной конструкции, но возведенные на предварительно замоченном основании и на подушках из переработанного лёсса	10	20	5
Каналы в железобетонных лотках	3	3	2
Земляные каналы, облицованные монолитным бетоном, железобетоном или железобетонными плитами	5	10	3

Продолжение табл.3

1	2	3	4
Земляные каналы с антифильтрационным покрытием из полимерных пленок	40	40	-
Шлюзы-регуляторы, вододелители, перегораживающие сооружения, сбросные шлюзы, перепады, быстротоки, консоли и др. сооружения на сети обычной конструкции, применяемой на непросадочных грунтах	10	20	5
Те же, сооружения противопросадочной конструкции или обычной конструкции, но возведенные на предварительно замоченном основании и на подушках из переработанного лесса	30	30	10
Дюкеры, акведуки, мосты, лотки обычной конструкции, применяемой на непросадочных грунтах	15	25	5
Те же сооружения противопросадочной конструкции или обычной конструкции, но возведенные на предварительно замоченном основании и на подушках из переработанного лёсса	35	35	10
Трубопроводы закрытых сетей орошения из асбестоцемента, бетона и железобетона	15	25	-

Продолжение таблицы 3

I	2	3	4
Трубопроводы закрытых сетей орошения из полимерных материалов	При любых величинах деформации		
Земляные сооружения	25	35	-
Сооружения из дерева и хвороста	При любых величинах деформации		

П р и м е ч а н и е. Произвольная величина допускаемой деформации распространяется только на низконапорные трубопроводы.

Б. Расчеты и подготовка оснований сооружений

5.9. Расчеты оснований гидротехнических сооружений оросительных систем на лёссовых просадочных грунтах производятся в соответствии с указаниями СНиП II-I5-74 по второму предельному состоянию (по деформациям).

Для большинства гидротехнических сооружений размеры подошвы фундамента (флютбета) назначаются на основании гидротехнического расчета и по конструктивным соображениям.

Для сооружений со средней величиной нагрузки и для особых сооружений (см. п.5.I) иногда необходимо определять размеры подошвы фундамента с учетом несущей способности грунта (например, для опор лотков, промежуточных опор акведуков, промежуточных и анкерных опор дюкеров, опор консолей и т.п.). В этих случаях размеры подошвы фундамента определяют по первому предельному

состоянию (по несущей способности) в соответствии с указаниями СНиП II-15-74, принимая нормативные давления как для непросадочных глинистых грунтов соответствующего вида по числу пластичности и с консистенцией, которую будет иметь грунт основания в период эксплуатации объекта.

5.10. Расчеты естественных оснований сооружений производят согласно рекомендациям раздела 3, с учетом указаний, приведенных в п.5.9. Величину деформации сопоставляют с допустимыми значениями для данного вида гидротехнического сооружения по табл.3. Если величина деформации естественного основания меньше или равна допустимой, то сооружение должно возводиться на естественном основании; если же ожидаемая величина деформации естественного основания превышает допустимую, необходимо применять искусственное основание.

5.11. Метод расчета искусственного основания сооружения на лёссовых просадочных грунтах должен соответствовать выбранному способу создания искусственного основания и выполняться в соответствии с рекомендациями, приведенными в пп. 5.12-5.75.

Примеры расчетов оснований даны в приложении 1.

В. Предварительное замачивание оснований

5.12. Предварительное замачивание как самостоятельное мероприятие по подготовке основания из лёссовых просадочных грунтов наиболее целесообразно применять при строительстве легких гидротехнических сооружений с дополнительным давлением не более 0,5 кг/см^2, возводимых на мощных толщах сильнопросадочных грунтов.

5.I3. В зависимости от условий и вида сооружений применяются следующие способы предварительного замачивания основания (рис.5):

в открытом котловане (рис.5,а);
через траншеи (рис.5,б);
на обвалованном участке (рис.5,в);
через скважины и шурфы (рис.5,г);
через скважины на обвалованной территории (рис.5,д);
через скважины с дополнительной нагрузкой (рис.5,е).

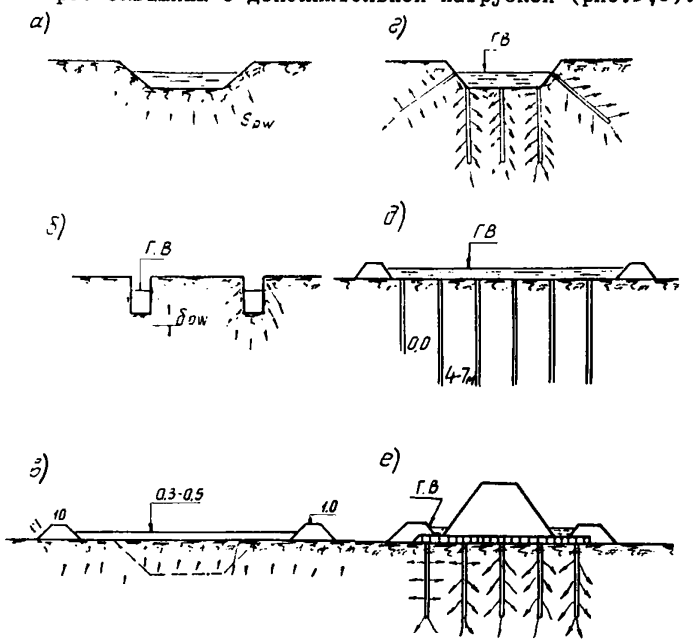

Рис.5. Способы предварительного замачивания лессовых грунтов

5.I4. При строительстве гидротехнических сооружений чаще следует применять предварительное замачивание грунта в открытом котловане.

Размеры котлована устанавливают следующим образом: глубину котлована $h_к$ определяют из условия:

$$0{,}5м < h_к \leq h - S_{п.з} \quad , \qquad (16)$$

где h - глубина заложения подошвы фундамента, м;

$S_{п.з}$ - величина деформации толщи в результате предварительного замачивания определяется в соответствии с указаниями п.5.21.

Ширину $b_к$ и длину $l_к$ котлована (м) определяют по формулам:

$$b_к = b + 2b_з \quad , \qquad (17)$$

$$l_к = l + 2l_з \quad , \qquad (18)$$

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

$b_з$ и $l_з$ - запас по ширине и длине равный 1,5-3м, в зависимости от размеров сооружения.

Заложение откосов котлована назначается 1:1. При замачивании слой воды в котловане поддерживают 0,5 - 0,8 м.

5.15. Предварительное замачивание оснований через траншеи рекомендуется для упрочнения оснований закрытой оросительной сети из асбестоцементных, бетонных и железобетонных труб. Размеры траншей назначают в соответствии с технологией укладки трубопроводов. В период замачивания в траншее поддерживают слой воды 0,3-0,8м.

5.16. Предварительное замачивание грунта на обваленном участке используют при уплотнении лессов на значительных площадях при строительстве нескольких близко расположенных сооружений, когда отрывка котло-

ванов для отдельных объектов нецелесообразна по условиям производства работ. При подготовке основания, рассматриваемым способом вокруг замачиваемого участка отсыпают бульдозером валы высотою до I м и шириною по верху, определяемой условиями механизации работ, но не менее 1,5 м, и обвалованную площадь заливают водой слоем 0,3-0,5 м.

5.17. Если предварительное замачивание просадочных грунтов проводится в открытых котлованах, через траншеи или на обвалованных участках, дно котлованов, траншей и поверхность обвалованного участка желательно покрывать слоем песка или другого дренирующего материала толщиной I0 см. Это уменьшает сроки предварительного замачивания.

5.18. Предварительное замачивание через скважины и шурфы значительно увеличивает стоимость подготовки основания и поэтому применяется при необходимости максимально сократить срок подготовки основания. На мощных толщах просадочных грунтов срок предварительного замачивания при использовании скважин и шурфов сокращается, примерно, в полтора раза.

Скважины бурят диаметром I5-20см на расстоянии 4-7 м друг от друга и располагают рядами или в шахматном порядке. Проходку скважин можно выполнять гидробурением (с размывом). Глубина их должна быть на 3-4 м меньше мощности просадочной толщи. Чтобы не допустить заплывания скважин в период замачивания, их заполняют дренирующим материалом (крупный песок, смесь песка со щебнем или гравием, шлак и т.п.).

Шурфы выполняют диаметром 0,7-I м на расстоянии 8-I0 м друг от друга и располагают в шахматном порядке.

Глубина их должна быть на 5-6 м меньше мощности просадочной толщи. Для предотвращения оплывания грунта, стенки шурфов крепят досками, хворостом, камышом или другими местными легко фильтрующими материалами.

Крайние ряды скважин и шурфов располагают за пределами сооружения на расстоянии 1,5-3 м от кромки подошвы фундамента.

Вода в скважины должна подаваться полностью осветленной, так как иначе они быстро закольматируются и выйдут из строя.

По окончании замачивания удаляют дренирующий материал из верхней части скважины на глубину не менее 2 м и тампонируют ее разжиженным лёссовым грунтом.

Из шурфов удаляют материал крепления стенок и забивают их грунтом оптимальной влажности (близкой к границе раскатывания) с послойным уплотнением.

5.19. Предварительное замачивание под нагрузкой может быть использовано для подготовки оснований под любые гидротехнические сооружения, если этот способ окажется экономически оправданным.

На участке, который будет подвергаться предварительному замачиванию, устраивается сеть скважин (в соответствии с указаниями п.5.18) и отсыпается дренирующий материал слоем 40-50 см. На дренирующий материал укладывается грунт, являющийся дополнительной пригрузкой, с расчетом, чтобы дополнительное давление от пригрузки в плоскости подошвы фундамента было равно давлению от проектируемого гидротехнического сооружения.

После отсыпки грунта участок обваловывают, к дренирующему слою подводят воду и замачивают его. При замачивании следует предотвращать кольматацию слоя дренирующего материала.

5.20. Чтобы установить эффективность предварительного замачивания основания, расчетом должны быть определены:

уплотнение толщи просадочных грунтов в период предварительного замачивания;

уплотнение основания сооружения, намеченного к постройке на предварительно замоченном основании;

продолжительность предварительного замачивания и необходимый для этого объем воды;

сроки работ по разработке котлована после окончания предварительного замачивания.

5.21. В период предварительного замачивания в толще лессовых грунтов происходят просадочные и, частично, послепросадочные деформации (рис.6), соответствующие природным давлениям или при отрыве котлована до начала замачивания, несколько меньше природных.

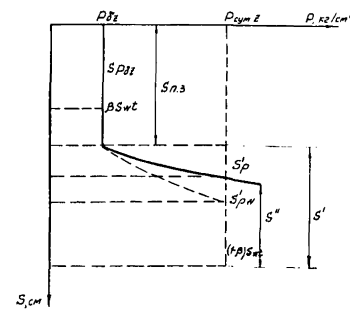

Рис.6. Уплотнение грунта при строительстве сооружения на предварительно замоченном основании:
$P_{\delta z}$ - природное давление; $P_{сум\,z}$ - суммарное давление (сумма природного и дополнительного от расчетной нагрузки); остальные обозначения, как в формулах (I9,20)

Величину деформации толщи грунта в результате предварительного замачивания $S_{п.з}$ рекомендуется вычислять по формуле:

$$S_{п.з} = S_{p\delta w} + \beta S_{wt} = \sum_{1}^{n_2} \delta_{p\delta w} \cdot h_i'' + \beta \sum_{1}^{n_3} \delta_{wt} \cdot h_i''', \quad (19)$$

где $S_{p\delta w}$ и $\delta_{p\delta w}$ - величина просадки и относительная просадочность грунта при предварительном замачивании;

h_i'' - мощность отдельных расчетных слоев в пределах толщи просадочных грунтов, подвергающихся увлажнению при предварительном замачивании;

n_2 - количество расчетных слоев просадочных грунтов в пределах увлажняемой зоны;

S_{wt}, δ_{wt} - величина деформации и относительное уплотнение грунта при послепросадочных деформациях;

h_i''' - мощность отдельных расчетных слоев грунта, в которых проявляются послепросадочные деформации при предварительном замачивании;

n_3 - количество расчетных слоев грунта в пределах зоны развития послепросадочных деформаций;

β - коэффициент, учитывающий характер развития послепросадочных деформаций в период предварительного замачивания, определяемый по табл. 4. Для других районов его принимают по опытным данным.

Таблица 4

Величина коэффициента β для толщ лёссовых грунтов Вахшской долины и Голодной степи

Условия замачивания грунта	Продолжительность предварительного замачивания, мес.					
	1	2	3	4	5	6
Замачивание без скважин и шурфов	0,25	0,45	0,6	0,75	0,85	0,9
Замачивание через скважины и шурфы	0,40	0,75	0,9	-	-	-

5.22. После предварительного замачивания верхние слои грунта несколько подсушивают и лишь затем возводят сооружение и пропускают воду, все это следует учитывать в расчетах.

Общую величину деформации основания сооружения, возводимого при предварительно замоченном и затем подсушенном основании, можно определять по формуле:

$$S' = S'_p + S'_{pw} + (1-\beta) S_{wt} = \sum_{1}^{n_1} \delta_{p\beta\lambda} \cdot h'_i \, m + (1-\beta) S_{wt}, \quad (20)$$

где S'_p - величина осадки сооружения в период строительства на подсушенном (после предварительного замачивания) основании. Эта часть деформации обычно при строительстве не выявляется, хотя всегда имеет место и компенсируется лишь некоторым увеличением объема бетонных работ по сооружению;

S'_{pw} - величина просадки сооружения, возведенного на подсушенном (после предварительного замачивания) основании;

$\delta_{p\beta,i}$ - относительное сжатие насыщенного водой грунта при изменении нагрузки в расчетном слое от $P_{\delta z}$ до $P_{\delta z} + P_z$ ($P_{\delta z}$ -природное давление, P_z - дополнительное давление);

h_i' - мощность отдельных расчетных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи;

n_1 - количество расчетных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи;

m - коэффициент условий работы грунта под сооружением, принимаемый по указаниям п.3.9;

β - см. формулу (19).

5.23. Отдельно (а не суммарно, как в формуле (20) величину просадки толщи при строительстве сооружения на предварительно замоченном основании S_{pw}' рекомендуется определять по формуле:

$$S_{pw}' = \sum_{1}^{n_1} \delta_{p\beta,i} \cdot h_i' \cdot m(1 - \xi_r), \qquad (21)$$

где ξ_r - коэффициент, характеризующий степень подсыхания грунта в различные сроки после окончания предварительного замачивания, и определяемый по табл. 5. Остальные обозначения такие же, как в формуле (20).

Если $S_{pw}' > S_{доп}$, предварительное замачивание дополняется каким-либо другим противопросадочным мероприятием (см. п.5.46-5.53).

5.24. Суммарная величина просадочных и послепросадочных деформаций при возведении сооружения на предва-

рительно замоченном основании вычисляется по формуле:

$$S'' = S'_{pw} + (1-\beta)\, S_{wt} \qquad (22)$$

Таблица 5

Коэффициент ξ_r, характеризующий степень подсыхания грунта в различные сроки после окончания предварительного замачивания (для лессовых грунтов Вахшской долины)

Глубина расчетного слоя от поверхности, м	Время подсыхания грунта после окончания предварительного замачивания, сут.							
	10	20	30	40	50	100	200	300
0,5	0,50	0,47	0,43	0,41	0,40	0,37	0,33	0,31
2,0	0,88	0,76	0,58	0,52	0,50	0,48	0,43	0,35
7,0	0,98	0,92	0,78	0,68	0,62	0,51	0,48	0,45
10,0	0,98	0,96	0,92	0,85	0,77	0,59	0,52	0,50
15,0	0,99	0,98	0,96	0,94	0,92	0,81	0,72	0,66
18,0	1,00	0,99	0,98	0,97	0,95	0,92	0,88	0,86

5.25. Минимальную продолжительность предварительного замачивания грунтов без скважин и шурфов для сооружений с периодическим увлажнением основания (каналы с различным расходом, работающие периодически, и сооружения на них, промежуточные опоры дюкеров и акведуков, опоры лотков, основания закрытых сетей орошения и т.п.) рекомендуется определять по формуле:

$$T_{п.з.\,мин} = K \frac{H_т}{K^{берт.}_{ф\,мин}} \text{ сут.}, \qquad (23)$$

где $K_{ф.мин}^{верт}$ - минимальная величина коэффициента фильтрации в вертикальном направлении в пределах толщи $H_т$, м/сут;

K - коэффициент однородности грунта, принимаемый I,I;

$H_т$ - мощность толщи лёссовых просадочных грунтов, увлажняемая в период эксплуатации и определяемая опытным путем.

При отсутствии опытных данных на стадии технического проекта величина $H_т$ принимается:

для каналов в земляном русле с расходом до 0,25 м^3/с и любых сооружений на них, для лотков, закрытых сетей орошения, промежуточных опор дюкеров и акведуков с любыми расходами - I0 м;

для каналов с расходами от 0,25 м^3/с до 0,5 м^3/с и сооружений на этих каналах - I5 м;

для каналов с расходами 0,5-I м^3/с и сооружений на них - 20 м.

Если мощность просадочных грунтов меньше указанных величин, Нт принимают равной мощности просадочных грунтов.

5.26. Минимальную продолжительность предварительного замачивания через скважины и шурфы для сооружений, перечисленных в п.5.25, можно определять по формуле:

$$T_{п.з.мин} = 0,5\,K\,\frac{\mathcal{L}_c}{K_{ф\,мин}^{гориз}}, \qquad (24)$$

где $\mathcal{L}_c$ - максимальное расстояние между двумя соседними скважинами или шурфами на участке замачивания, м;

$K_{ф\ мин}^{гориз}$ – минимальная величина коэффициента фильтрации в горизонтальном направлении в пределах мощности толщи Нт, м/сут.

5.27. Для сооружений с постоянно или длительно увлажняемым основанием значительными расходами воды определяют два срока замачивания: минимальный – толща промачивается на заданную глубину Нт и максимальный – послепросадочные деформации ликвидируются настолько, что оставшаяся их часть не представляет опасности для сооружения.

Максимальную продолжительность замачивания, $T_{п.з.макс}$ находят, принимая в формуле (22) суммарную величину просадочных и послепросадочных деформаций равной допустимой деформации по табл.3,и определяют значение коэффициента β. После этого по табл.4 устанавливают максимальную продолжительность замачивания, соответствующую расчетному значению β.

Если $T_{п.з.мин}$ больше $T_{п.з.макс}$, то срок замачивания должен приниматься равным $T_{п.з.мин}$

При расчете деформации для этого случая по формулам (I9,22) коэффициент β принимают на основании величины $T_{п.з.мин}$

5.28. Объем воды ($м^3$), необходимый для предварительного замачивания грунта без использования скважин и шурфов, рекомендуется вычислять по формуле:

$$Q = K_ф^{верт.}\left(b + v \cdot h_r\sqrt{1+m^2}\right) l_c \cdot T_{п.з.}, \quad (25)$$

где b – ширина котлована или канала по дну, м;

ν - поправка на капиллярное боковое поглощение воды, равная 1,4-1,5;

$h_г$ - глубина воды в котловане или канале, м;

m - заложение откосов в канале или котловане;

l_c - длина котлована или отрезка канала, в пределах которого определяется величина Q,м;

$K_ф^{верт}$ - расчетные значения коэффициента фильтрации в вертикальном направлении, м/сут.

Расчетные значения коэффициента фильтрации определяются в зависимости от сроков предварительного замачивания из выражения:

$$Кф = \eta_ф \cdot Кф\ макс\ , \qquad (26)$$

где $\eta_ф$ - коэффициент, учитывающий уменьшение водопроницаемости грунта в период предварительного замачивания, определяемый опытным путем. Если на стадии технического проекта опытные данные отсутствуют, величину $\eta_ф$ принимают по табл.6.

Таблица 6

Величина коэффициента $\eta_ф$ в зависимости от продолжительности предварительного замачивания

Условия замачивания	Продолжительность предварительного замачивания, мес.				
	1	2	3	4	5
Замачивание без скважин и шурфов	0,6	0,35	0,15	0,1	0,08
Замачивание со скважинами и шурфами	0,6	0,15	0,10	-	-

5.29. Объем воды, м^3, необходимый для предварительного замачивания со скважинами и шурфами, определяют по формуле:

$$q = n_c \cdot \pi \cdot d \cdot \ell \cdot K_{\phi}^{горизонт} \cdot T_{п.з.}, \qquad (27)$$

где n_c – количество скважин или шурфов на участке замачивания;

d – диаметр скважин или шурфов, м;

ℓ – глубина скважин или шурфов, м;

$K_{\phi}^{горизонт}$ – расчетное значение коэффициента фильтрации в горизонтальном направлении, м/сут.

5.30. В процессе предварительного замачивания должны вестись наблюдения за:

количеством подаваемой в грунт воды, которое должно быть не менее расчетного;

деформацией поверхности замачиваемого участка;

влажностью грунта.

Наблюдения за деформацией поверхности проводятся путем нивелирования IУ класса специально устанавливаемых поверхностных марок (а для крупных сооружений-глубинные марки) и неподвижного репера или системы временных реперов, расположенных на расстоянии 50–100м от зоны развития просадки.

Поверхностные марки устанавливают через каждые 5м и по 2–3 створам на дне котлована или замачиваемой поверхности.

Нивелирование производят до начала замачивания, через каждые 10–15 дней в период замачивания и по его окончании.

К концу предварительного замачивания величины фактических деформаций должны быть близкими к расчетным

(допускаемое расхождение ±25%). Если к указанному сроку фактические величины деформации отличаются от расчетных более чем на 25%, необходимо составить акт и направить его организации, определявшей просадочность грунта, для выяснения причин несоответствия и уточнения необходимых величин.

По окончании замачивания производят контрольное определение влажности грунта. Для этого в пределах контура сооружения закладывают скважины глубиной, равной мощности промачиваемой толщи, с отбором образцов через каждые 2 м (по четным метрам).

Для участков с площадью замачивания до 100 м^2 рекомендуется закладывать две скважины. Половину скважин пробуривают в местах, где зафиксирована максимальная просадка, а остальные - в местах с минимальной просадкой. Качество замачивания считается удовлетворительным, если средняя влажность в замачиваемой толще составляет не менее 25, а влажность в нижней части замачиваемой толщи - не менее 20%. После отбора образцов скважины тщательно тампонируют разжиженным лессом.

5.31. При замачивании обвалованных участков и открытых котлованов, расположенных на склонах, необходимо предусматривать дежурство бригады ремонтников.

Г. Переработка лессового грунта

5.32. Устройство основания с переработкой лессового грунта заключается в том, что на месте будущего сооружения отрывают котлован, глубина которого больше, чем глубина заложения фундамента. Нижнюю его часть заполняют переработанным и уплотненным лессовым грунтом.

Укладку и уплотнение грунта оптимальной влажности производят слоями, отсыпку лесса - в воду, гидронамыв, уплотнение - подводным взрывом и гидровибрированием и т.д. На созданной из переработанного лесса "подушке" возводится сооружение.

Переработка лёссового грунта - эффективное противопросадочное мероприятие, которое может быть использовано при строительстве массовых типовых гидротехнических сооружений. Однако этот способ иногда обходится дороже, чем предварительное замачивание и целесообразность его использования необходимо обосновывать технико-экономическими расчетами.

5.33. При расчете основания, представляющего собой двухслойный массив, верхняя часть которого - "подушка" из переработанного лёсса, а нижняя - целинный просадочный грунт, следует рассматривать две следующие схемы инженерно-геологических и гидрогеологических условий с учетом размеров (расхода) канала, на котором проектируется "подушка".

Первая схема-мощность лессовых грунтов невелика (10-12м и менее) и подстилаются они водоупором или горизонт грунтовых вод находится на незначительной глубине от поверхности и отток их с замачиваемого участка затруднен; "подушка" проектируется на сравнительно крупном водоисточнике (канал с расходом 2м^3/с и более). В этом случае, даже при создании в верхней части просадочной толщи "подушки" из переработанного грунта, вся оставшаяся часть целинного массива лесса будет в сравнительно короткий срок увлажнена до максимально возможной степени (вследствие довольно быстрого подъема уровня грунтовых вод) и его деформации проявятся полностью.

Вторая схема - мощность лёссовых грунтов значительная (25-30 м и более), подстилаются они более водопроницаемыми отложениями (пески, галечник и т.п.), в которых на значительной глубине располагаются грунтовые воды и отток их с орошаемой территории более или менее обеспечен:"подушка"используется в качестве основания сооружения на канале с расходом до 3 $м^3/с$. В этих условиях, запроектировав "подушку" соответствующим образом (развитую в плане), можно добиться, чтобы в целинном грунте под "подушкой" было неполное насыщение лесса водой в течение продолжительного времени (нескольких лет или десятков лет), соизмеримого с периодом работы сооружения.

5.34. При проектировании "подушки" из переработанного грунта, расчетом определяются ее толщина, размеры котлована по дну и по верху, величина деформации тела "подушки"и лессовой просадочной толщи под ней. Толщину подушки $h_п$ определяют в зависимости от особенностей инженерно-геологических и гидрогеологических условий и размеров водоисточника (канала).

5.35. При первой схеме работы "подушки" проектирование начинают с выбора степени уплотнения грунта и определения его нормативных давлений, как для непросадочных глинистых грунтов соответствующего вида по числу пластичности (см. СНиП П-I5-74), но не менее γ_c=1,5-1,55 г/$см^2$. Получив эти данные, проектируют фундамент (флютбет) сооружения и устанавливают напряженное состояние грунтов основания (рис.7). Для этого напряженного состояния определяют величину просадки грунтов естественного сложения по расчетным слоям мощностью 0,5 м в соответствии с указаниями, приведенными в разделе 3. Находят плоскость, ниже которой выполняется условие: $S_{pv} \leq S_{gon}$.

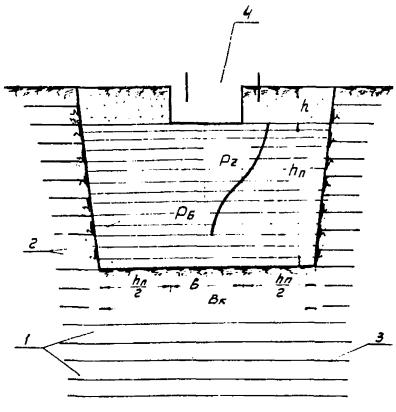

Рис.7. Схема к расчету уплотнения основания при устройстве в верхней части лессовой толщи "подушки" из переработанного грунта:

I - расчетные слои (естественный грунт) мощностью 0,5 м; 2 - слой уплотненного грунта; 3 - неуплотняемая часть толщи; 4 - непросадочный грунт

Грунт перерабатывается во всей части толщи, расположенной выше этой плоскости. Для наиболее ответственных сооружений рекомендуется учитывать и величину послепросадочных деформаций. В этом случае находят плоскость, ниже которой выполняется условие:

$$S_{pw} + S_{wt} \leq S_{gon} .$$

Толщину подушки вычисляют по формуле:

$$h_n = h_к - h , \qquad (28)$$

где $h_к$ - глубина котлована, расстояние от поверхности земли до плоскости, где выполняется условие $S_{pw} \leq S_{gon}$,м;

h - глубина заложения фундамента,м.

5.36. При второй схеме работы"подушки"правила выбора степени уплотнения грунта и определения его напряженного состояния те же, что и в предыдущем случае (п.5.35). Толщина"подушки"назначается из условия минимально возможной для данного конкретного случая водопроницаемости тела подушки по формуле:

$$h_n = K\frac{B}{A} \quad , \qquad (29)$$

где B - ширина водоисточника по урезу воды,м;

K - коэффициент однородности грунта, принимаемый в данном расчете равным I,5-2;

A - коэффициент, определяемый по табл.7;

$h_г$ - глубина воды в водоисточнике, м;

$m_з$ - заложение откосов водоисточника.

Таблица 7

Значения коэффициента А при заложении откосов

$\frac{B}{h_г}$	$m_з$= 1	$m_з$= 1.5	$m_з$= 2
2	2,0	-	-
4	2,7	2,2	1,8
6	3,2	2,7	2,3
8	3,4	3,0	2,7
10	3,7	3,2	2,9
20	4,2	3,9	3,6

Для мелких сооружений (расход до I $м^3/с$) расчет на этом заканчивают.

Для более крупных объектов определяется распределение влажности в целинной части просадочности толщи ниже подошвы "подушки" по формуле:

$$W_y = W_1 \sqrt{1 - \frac{y}{H_т}\left[1 - \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^2\right]}\ , \qquad (30)$$

где W_y - влажность естественного грунта на глубине под подошвой "подушки", %;

$H_т$ - мощность просадочной толщи под "подушкой", м;

W_2 - минимальная полевая влагоемкость грунта, равная для маловлажных грунтов 11-13%, а для более влажных грунтов - естественной их влажности, %;

W_1 - влажность грунта непосредственно под "подушкой", % .

Влажность целинного просадочного грунта непосредственно под подошвой "подушки", определяется в зависимости от объемного веса скелета грунта "подушки":

Объемный вес скелета грунта тела подушки, г/см3	I,45	I,5	I,55	I,6	I,65	I,7
W_1, %	24-26	23-25	21-23	19-21	18-20	17-19

Установив распределение влажности в просадочном грунте под подушкой, вычисляют величину просадки этой части лессовой толщи по формуле (8), определяя величи-

ну относительной просадочности, δ_{pwk} при увлажнении до ожидаемой "конечной" влажности по формуле (3).

При проведении специальных компрессионных испытаний для установления зависимости относительной просадочности (при постепенном увеличении их степени водонасыщения) величину δ_{pwk} можно определять по формулам:

при $W \leq W_k \leq W_н$

$$\delta_{pwk} = \delta_{pw} \cdot \frac{W_k - W}{W_н - W} \quad ; \qquad (31)$$

при $W_н \leq W_k \leq W_{макс}$

$$\delta_{pwk} = \left(\delta_{pw} - \delta_{pwн}\right) \frac{W_k - W_н}{W_{макс} - W_н} + \delta_{pwн} \quad , \qquad (32)$$

где $W_н$ – критическая (начальная) влажность (%);
$\delta_{pwн}$ – относительная просадочность грунта (%) при критической влажности.

Величины критической влажности и относительной просадочности лессового грунта для сильнопросадочных лессов Таджикской ССР будут:

Нагрузка на грунт, кг/см^2	0,5	I	2	3	4
Критическая влажность, %	32	29	25,4	22,8	2I
Относительная просадочность при критической влажности, %	I,07	I,4	I,82	2,I2	2,37

Деформация тела "подушки" определяется по указаниям СНиП - П-I5-74, как осадка непросадочного грунта.

Суммарную деформацию тела "подушки"и целинной лессовой толщи, расположенной под ней, сравнивают с допустимой величиной просадки (табл.3). Если условие (5) выполняется, то толщина "подушки" и плотность грунта в ее теле назначены правильно. При $S > S_{доп}$ необходимо увеличить толщину подушки или уложить в ее тело грунт с большей плотностью и провести новый расчет, добиваясь выполнения этого условия.

5.37. Глубину котлована и его размеры по дну определяют из следующих зависимостей:

$$h_к = h_п + h \ , \qquad (33)$$

$$b_к = b + (2 \div 3), \qquad (34)$$

$$l_к = l + y \ , \qquad (35)$$

где $b_к$ и $l_к$ – ширина и длина котлована по дну, м;
b и l – ширина и длина сооружения, м;
y – необходимое увеличение длины котлована для обеспечения устойчивости сооружения (для каналов с расходом I м^3/с его принимают 2 м; с расходом I-3 м^3/с – 3,5 м; 3-8 м^3/с – 5м и для более крупных каналов – 8 м).

5.38. Размеры котлована по верху определяют из выражений:

$$B_к = b_к + 2m_з \cdot h_к , \qquad (36)$$

$$L_к = l_к + 6h_к , \qquad (37)$$

где $B_к$ и $L_к$ – ширина и длина котлована по верху, м;
$m_з$ – заложение откосов.

5.39. Количество воды, необходимое для дополнительного увлажнения маловлажных лёссов при их укладке в насыпь землеройными механизмами, рекомендуется определять по формуле:

$$Q = K_п \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_в} \cdot F \cdot H_у \left(W_0 - W\right), \qquad (38)$$

где γ_c – объёмный вес скелета грунта, т/м^3;
$\gamma_в$ – удельный вес воды, равный I т/м^3;
F – площадь замачиваемого участка, м^2;
$H_у$ – толщина увлажняемого слоя грунта, м;
W – естественная влажность грунта, доли единицы;
W_0 – оптимальная или какая-либо другая весовая влажность грунта, до которой необходимо довлажнить грунт, доли единицы;
$K_п$ – коэффициент, характеризующий растекание воды в стороны, определяемый по табл. 8.

Таблица 8

Значения коэффициента Кп

Глубина увлажнения, м	Диаметр или меньшая сторона котлована, м						
	4	5	6	8	10	15	>20
2	1,7	1,5	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
4	3,0	2,5	2,25	2,1	2,05	1,9	1,75

5.40. Качество укладки перерабатываемого грунта контролируется в соответствии с указаниями, изложенными в главе "Земляные сооружения".

Д. Поверхностное трамбование

5.41. Производство работ по поверхностному трамбованию грунтов должно соответствовать требованиям СНиП.

5.42. Современное оборудование рассчитано на уплотнение поверхностным трамбованием толщи грунта не более 2 - 2,5 м.

Уплотнение можно использовать при строительстве гидротехнических сооружений на грунтах II типа просадочности при мощности просадочной толщи не более 5 м, а на грунтах I типа - при любой мощности толщи. Особенно широко этот вид повышения прочности оснований сооружений может применяться для дополнительного уплотнения верхней части толщи после предварительного замачивания (см. пп. 5.5I-5.53).

Целесообразность применения поверхностного трамбования всегда должна обосновываться расчетом.

5.43. Расчет уплотнения толщи под сооружением, упрочненной поверхностным трамбованием до отказа, начинают с вычисления коэффициента пористости ε_y уплотненного грунта по формуле:

$$\varepsilon_y = \frac{W_0 \cdot \gamma_2}{\gamma_6} . \qquad (39)$$

Далее по плотности грунта, достигаемой уплотнением, определяют нормативное давление (см. СНиП II-I5-74), проектируют фундамент сооружения и устанавливают напряженное состояние основания (рис.8). Мощность уплотняемой зоны Ту при поверхностном уплотнении тяжелыми трамбовками определяют по формуле:

$$T_y = 1,5 d_т , \qquad (40)$$

где $d_т$ – диаметр рабочей поверхности нижнего основания трамбовки, м.

Затем определяют понижение поверхности уплотняемого грунта (осадка) S_y при поверхностном трамбовании по формуле:

$$S_y = \frac{\varepsilon_0 - 0,5(\varepsilon_y + \varepsilon)}{1+\varepsilon_0} \cdot T_y \,, \qquad (41)$$

где ε_0 – среднее значение коэффициента пористости грунта до уплотнения в пределах зоны уплотнения Ту;

ε – коэффициент пористости грунта на границе уплотненной и неуплотненной зон.

Величину просадки сооружения, возводимого на толще, верхняя часть которой уплотнена поверхностным трамбованием, вычисляют по указаниям раздела 3 для неуплотненной зоны просадочной толщи.

Общую величину деформации сооружения, возведенного на основании упрочненном поверхностным трамбованием определяют как сумму просадочных и послепросадочных деформаций неуплотняемой части толщи.

5.44. Размеры котлована (рис.8) назначают по следующим зависимостям:

$$h_к = h - S_y \,, \qquad (42)$$

$$b_к = b + 2T_y \,, \qquad (43)$$

$$l_к = l + 2T_y \,. \qquad (44)$$

Заложение откосов котлована принимается 1:0,2–1:0,5

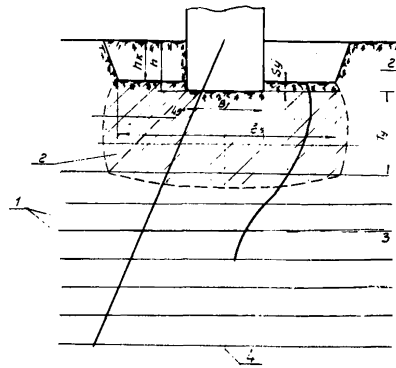

Рис.8. Схема к расчету уплотнения толщи лессовых грунтов при поверхностном трамбовании тяжелыми трамбовками:
I - расчетные слои; 2 - уплотняемая часть толщи; 3 - неуплотняемая часть толщи;
4 - непросадочный грунт

5.45. Контроль за качеством поверхностного трамбования заключается в следующем:

при повышении природной влажности грунта до оптимальной, строго учитывают количество подаваемой в него воды, оно должно быть не менее расчетного;

нивелируют два створа, располагаемых по взаимноперпендикулярным направлениям до трамбования и после него. Величина опускания дна котлована при трамбовании должна быть близкой к расчетной (допускаемые расхождения $\pm$ 25%). Если по окончании трамбования фактические величины S_y отличаются от расчетных более чем на

± 25%, необходимо составить акт о несоответствии фактических деформаций расчетным и установить причины несоответствия;

по окончании поверхностного трамбования проверяют плотность грунта и мощность уплотненной зоны. Для этого на участке в пределах контура сооружения отрываются шурфы глубиною 1,5 Ту и через каждые 0,5 м отбирают образцы для определения объемного веса и влажности. Определив эти характеристики, строят график изменения объемного веса в пределах уплотняемой зоны (рис.9).

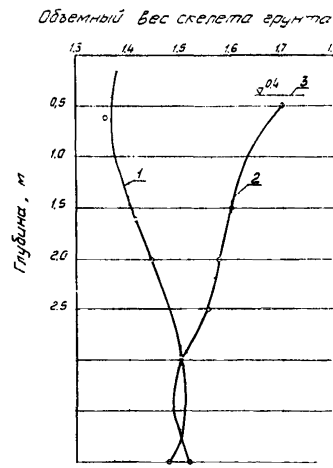

Рис.9. График уплотнения грунта при поверхностном трамбовании тяжелыми трамбовками:
I - кривая объёмного веса скелета грунта до уплотнения; 2 - то же, после уплотнения; 3 - поверхность уплотненного грунта

По графику устанавливают фактическую величину Ту, ε_y и другие расчетные показатели и их соответствие принятым в проекте. Для участков с площадью трамбования до 100 м^2 закладывают два шурфа, а для участков с большей площадью - четыре. Половину шурфов отрывают в местах, где при трамбовании зафиксирована минимальная деформация поверхности грунта, а остальные - в местах с максимальными деформациями. Шурфы после отбора образцов тщательно забивают грунтом оптимальной влажности и уплотняют до отказа тяжелой трамбовкой с удельным статическим давлением на основание не менее 0,25 кг/см^2.

Е. Комбинированные методы подготовки основания

5.46. Комбинированные методы используют в тех случаях, когда рассмотренные приемы подготовки оснований неприемлемы по технико-экономическим показателям или не гарантируют безаварийной работы сооружения, т.е.

$$S'_{pw} > S_{доп.}, \qquad (45)$$

а для наиболее ответственных сооружений

$$S'' > S_{доп}. \qquad (46)$$

5.47. Комбинированные методы подготовки основания позволяют возводить на просадочных лессовых грунтах любые гидротехнические сооружения. Наиболее часто из них используются:

предварительное замачивание с последующей заменой верхней недостаточно уплотненной части толщи переработанным лёссовым грунтом;

предварительное замачивание с последующим дополнительным уплотнением верхних слоев толщи поверхностным трамбованием.

Комбинированная подготовка основания может заключаться также в предварительном замачивании с дополнительным уплотнением слоев, расположенных в средней части толщи, поверхностным трамбованием и заменой верхних слоев подушкой из уплотненного лёсса.

Может быть использована предыдущая комбинация способов без предварительного замачивания грунтов основания.

5.48. Комбинировать предварительное замачивание с заменой верхней(недостаточно уплотненной)части грунта переработанным лёссом рекомендуется при подготовке оснований гидротехнических сооружений, передающих на грунт нагрузки средней интенсивности и для группы особых сооружений, имеющих ширину подошвы фундамента более 1,5 м.

В этом случае предварительно замачивают основание, не отрывая котлована. Затем разрабатывают котлован ниже отметки подошвы фундамента и нижнюю часть его заполняют переработанным грунтом, на котором и возводят сооружение.

5.49. Расчет уплотнения толщи при предварительном замачивании производят по указаниям пп. 5.21-5.29. Чтобы установить мощность грунта, перерабатываемого после предварительного замачивания, определяют величины S'_{pw} для расчетных слоев мощностью 0,5 м и суммируя их, на-

чиная с нижней части толщи, находят плоскость, ниже которой выполняется условие:

$$\sum_{1}^{n_2} S'_{pw} \leq S_{gan} \ . \qquad (47)$$

Часть толщи, расположенная выше этой плоскости, должна быть заменена подушкой из переработанного лёсса. При расчете следует учитывать указания п.5.35.

5.50. Ширину и длину котлована по дну назначают на 2-3 м больше ширины и длины сооружения, а заложение откосов котлована принимают 1:0,5 - 1:1 в зависимости от сроков подсыхания грунта после предварительного замачивания и глубины котлована.

5.51. Комбинировать предварительное замачивание с дополнительным уплотнением верхних слоев поверхностным трамбованием рекомендуется при подготовке оснований под гидротехнические сооружения, передающие на грунт нагрузки средней интенсивности, и для группы особых сооружений, имеющих фундаменты с шириной подошвы не более 1,5 м.

Предварительное замачивание осуществляют, не отрывая котлована. Затем подсушивают грунт до оптимальной влажности, отрывают котлован в соответствии с указаниями п.5.44 и производят поверхностное трамбование грунта.

На утрамбованном грунте возводят сооружение.

5.52. Мощность толщи Ту, уплотняемой поверхностным трамбованием, определяют подбором. Принимают Ту=2,5-3 м и проверяют, выполняется ли условие:

$$S'_{pw} - S_y \leq S_{gan} \ , \qquad (48)$$

где S'_{pw} - величина просадки толщи при строительстве сооружения на предварительно замоченном основании, определяемая по формуле (21);

S_y - понижение поверхности уплотняемого грунта при поверхностном трамбовании, определяемое по формуле (41); при этом расчете величины $\mathcal{E}_0$ и $\mathcal{E}$ следует принимать для грунта после предварительного замачивания.

Если $S'_{pw} - S_y$ примерно равно S_{gan}, то заданную величину Ту принимают за расчетную. Когда $S'_{pw} - S_y$ значительно меньше S_{gan}, уменьшают величину Ту и производят новый расчет. Если условие (48) не выполняется, то отказываются от рассматриваемого приема и заменяют верхнюю недостаточно уплотненную часть толщи "подушкой" из переработанного лёссового грунта.

В соответствии с величиной Ту назначают диаметр трамбовки (см.формулу 40) и ее вес.

5.53. Размеры котлована назначают по формулам (42 - 44). Заложение откосов котлована принимают в соответствии с указаниями п.5.50.

Ж. Свайные фундаменты

5.54. Свайные фундаменты и их основания рассчитывают в соответствии с указаниями СНиП П-Б.5.67[X] по трем предельным состояниям:

по-первому предельному состоянию (по несущей способности); по прочности - сваи и ростверки и по устойчивости-основания свайных фундаментов и отдельных свай;

по-второму предельному состоянию (по деформациям) - основания свайных фундаментов;

по третьему предельному состоянию (по трещиностойкости) - сваи и ростверки.

Расчет свай, а также свайных фундаментов в целом и их оснований по первому предельному состоянию производится по формуле (49), по второму предельному состоянию - по формуле (5), а по третьему предельному состоянию - в соответствии с требованиями СНиП П-I5-75 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

$$N \leq P, \qquad (49)$$

где N - расчетная нагрузка на одну сваю или свайный фундамент в целом, определяемая при проектировании сооружения, т;

P - несущая способность сваи или свайного фундамента в целом, т.е. нагрузка, допускаемая на сваю или свайный фундамент, т.

5.55. Сваи рекомендуется использовать при строительстве оросительных систем на лёссовых просадочных грунтах для гидротехнических сооружений, в которых вода перемещается по трубопроводам и лоткам (анкерные и промежуточные опоры напорных трубопроводов насосных станций, дюкера, акведуки, опоры сборных железобетонных лотков, фундаменты водонапорных башен и т.п.). Можно использовать сваи и при проектировании других объектов на оросительных системах, если расчетом будет установлено, что условия (49 и 5) выполняются для данного конкретного случая. В сооружениях, поддерживающих напор при использовании свайных фундаментов, следует увеличивать длину понура и других антифильтрационных преград в полтора - два раза, по сравнению с аналогичными элементами объектов, возводимых на непросадочных грунтах.

5.56. Сваи - стойки должны прорезать всю просадочную толщу и опираться на достаточно прочные глинистые, песчаные и крупнообломочные грунты.

Проектирование свай-стоек осуществляется в соответствии с указаниями СНиП П-Б.5-67[X].

Висячие сваи можно исподьзовать в тех случаях, когда они прорезают всю просадочную толщу и углубляются в непросадочный грунт, а также, когда они полностью располагаются в просадочных грунтах.

5.57. Несущая способность висячих забивных свай (в том числе и неполностью прорезающих просадочную толщу), работающих на вертикальную сжимающую нагрузку P, на стадии технического проекта, а также при разработке рабочих чертежей гидротехнических сооружений оросительных систем 1У класса по капитальности, определяется как сумма расчетных сопротивлений лёссовых грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

$$P = Km\left(R^{H} \cdot F + U \sum f_i^{H} \cdot l_i\right), \qquad (50)$$

где K - коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m - коэффициент условий работы, принимаемый равным I;

R^{H} - нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи, т/м^2 (принимаемое по табл.9);

F - площадь поперечного сечения нижнего конца сваи, м^2;

U - периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i^H - нормативное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, т/м^2 (табл.9);

l_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

При выборе расчетных значений R_H и f_i^H необходимо ориентироваться на ту конечную величину консистенции грунта, которая может иметь место в период эксплуатации объекта.

Величину консистенции можно определять по формуле:

$$B = \frac{W - W_p}{W_n} , \qquad (5I)$$

где W - влажность грунта, %;

W_p - граница раскатывания, %;

W_n - число пластичности , %.

Таблица 9

Нормативные сопротивления просадочных лессовых грунтов основания в плоскости нижних концов свай R^H и на боковой поверхности сваи f^H , т/м, при консистенции В

Глубина забивки свай от поверхности грунта и средняя глубина расположения слоя грунта, м	Средняя пористость лессовых грунтов, %								
	46 и менее			46-52			52 и более		
	0 и менее	0,3	0,6 и более	0 и менее	0,3	0,6 и более	0 и менее	0,3	0,6 и более
	R^H								
3	320	270	2I0	235	I80	I30	I45	I00	70
4	345	295	235	265	2I5	I55	I75	I30	85

Продолжение табл.9

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0
5	365	3I5	260	285	235	I80	I95	I45	I00
7	390	340	285	3I0	260	200	225	I70	I20
I0	420	365	3I0	335	280	225	250	I95	I40
I5	460	400	340	365	3I0	250	275	220	I65
20	500	435	370	395	340	275	300	245	I90
25	540	470	400	430	370	300	325	270	2I5
30	580	5I0	440	465	400	325	350	295	240
35	620	550	480	500	430	350	375	320	265
				$\frac{\mathcal{L}H}{C}$					
I	I,8	I,25	0,7	I,7	I,I5	0,6	I,6	I,I	0,55
2	2,4	I,8	I,I5	2,3	I,7	I,05	2,2	I,6	0,95
3	2,9	2,2	I,5	2,8	2,I	I,4	2,7	2,0	I,3
4	3,2	2,5	I,75	3,I	2,4	I,65	3,0	2,3	I,6
5	3,4	2,7	2,0	3,3	2,6	I,9	3,2	2,5	I,85
7	3,7	3,0	2,3	3,6	2,9	2,2	3,5	2,8	2,I5
I0	4,0	3,25	2,5	3,9	3,I5	2,4	3,8	3,05	2,3
I5	4,4	3,5	2,65	4,3	3,4	2,55	4,2	3,3	2,45
20	4,8	3,75	2,8	4,7	3,65	2,7	4,6	3,55	2,6
25	5,2	4,0	2,95	5,I	3,9	2,85	5,0	3,8	2,75
30	5,6	4,25	3,I	5,5	4,I5	3,0	5,4	4,05	2,9
35	6,0	4,5	3,25	5,9	4,4	3,I5	5,8	4,3	3,05

Примечания. I. Для промежуточных глубин забивки свай и промежуточных значений консистенции "В" значения R^H и f^H определяются интерполяцией.

2. При определении f^H по табл. 9 толща грунта, прорезаемая сваей, расчленяется на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Для свай, забиваемых в лессовые грунты с подмывом, значения f^H по табл.9 принимаются с коэффициентом 0,9.

При отсутствии данных о консистенции лессовых грунтов в период эксплуатации объекта ее можно принимать:

а) для объектов, основание которых замачивается из крупных водоисточников (каналы с расходом более 2м^3/с, равной 0,6;

б) для объектов, основание которых может подвергаться замачиванию из водоисточников средних размеров (каналы с расходом до 2 м^3/с и др.), равной 0,6 - для верхних I0 м лессовой толщи, 0,3 - для глубин I0-I5 м и 0 - для нижерасположенной части толщи;

в) для объектов, в которых вода перемещается по трубам и лоткам (дюкеры, акведуки, лотковые каналы и т.п.), равный 0,6 для верхних 5 м, 0,3 - для глубины 5 - I0 и 0 - всей остальной части толщи.

При разработке рабочих чертежей свайного фундамента для гидротехнических сооружений 1,П и Ш классов по капитальности, несущую способность висячих свай определяют по результатам испытаний свай динамической или статической нагрузкой в соответствии с указаниями СНиП П.Б.5-67^X. Степень увлажнения грунта во время этих испытаний должна соответствовать степени увлажнения основания при эксплуатации объекта.

5.58. Расчет одиночной сваи по второму предельному состоянию, определение величин осадки, просадки и послепросадочного уплотнения на стадии технического проекта, а для гидротехнических сооружений IУ класса по капитальности и при разработке рабочих чертежей, производится, как для свайно-грунтового фундамента(рис.IO) глубиною l_o и площадью подошвы $\Omega=\pi r^2$; r - радиус площади, где возникают напряжения от нагрузки сваи, определяемый по формуле:

$$r = l_o \cdot tg\alpha + \frac{d_c}{2}, \qquad (52)$$

где d_c - диаметр круглого сечения,сторона квадратного или меньшая сторона прямоугольного поперечного сечения сваи, м;

α - угол рассеивания напряжений в грунте от нагрузки свай, принимаемый за $1^0 30'$.

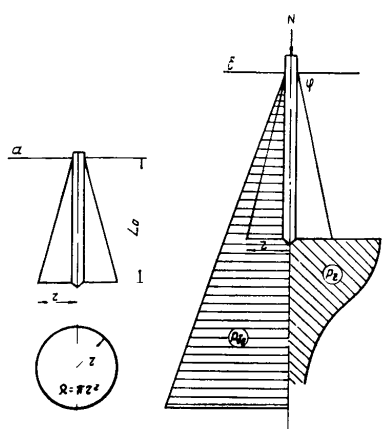

Рис.IO. Схема к расчету одиночной висячей сваи по деформациям:
а - схема передачи сваей нагрузки на основание; б - напряженное состояние грунта под сваей

Дополнительную нагрузку $P_{сж}$ на основание следует вычислять по формуле:

$$P_{сж} = \frac{N}{\pi r^2} \cdot \qquad (53)$$

Величину деформации свай рекомендуется вычислять по формуле:

$$S'_{сб} = S'_{p} + S'_{pw} \times m_y + S'_{wt} + S'_{от} , \qquad (54)$$

где $S'_{сб}$ – общая величина деформации сваи, см;

S'_{p} – величина осадки сваи от нагрузки, определяемая как для обычного фундамента в соответствии с указаниями СНиП II-15-75;

S'_{pw} – величина просадки слоев грунта, расположенных ниже острия сваи в пределах толщи просадочных грунтов или глубины увлажнения, определяемая методом послойного суммирования по данным компрессионных испытаний в соответствии с указаниями раздела 3;

m_y – коэффициент, учитывающий влияние в соответствии с п.5.57 типа и размеров водоисточника на величину просадочных деформаций слоя грунта ниже острия сваи, определяемый по табл.10;

S'_{wt} – величина послепросадочных деформаций, определяемая по указаниям раздела 3 для объектов на крупных водоисточниках (тип "а" в пункте 5.57);

$S'_{от}$ – величина деформации (осадки) свай от сил отрицательного трения, определяемая для объектов на крупных водоисточниках (тип "а" в пункте 5.57) по табл.11.

Таблица 10

Значения коэффициента m_y

Группа сооружений по п. 5.58	Ширина зеркала воды в водоисточнике, м	Глубина погружения сваи, м			
		6	12	18	24
а	Более 5	1,0	1,0	1,0	1,0
	5	1,0	1,0	0,95	0,9
б	3	0,65	0,6	0,55	0,5
	1,5	0,25	0,2	0,15	0,08
	Менее 1	0,05	0,02	0,01	0,0

Таблица 11

Осадки свай под влиянием сил "отрицательного трения", см

Просадочность грунтов и их пористость	Глубина погружения свай, м	Расстояние от уреза в водоисточнике, м			
		0	3	6	10
Сильнопросадочные	6	5	3	1	0
Пористость более 52%	12	8	5	2	0
	18	10	6	2	0
	24	12	7	3	0
Среднепросадочные	6	3	2	0	0
Пористость 46-52%	12	4	3	1	0
	18	5	3	1	0
	24	6	4	2	0
Слабопросадочные	При любой				
Пористость менее 46%	глубине погружения	0	0	0	0

5.59. Расчетные нагрузки на сваю в свайном фундаменте, нормальные к плоскости подошвы ростверка $P_{ф}$, определяют по формуле СНиП П-Б.5-67[X]:

$$P_{ф} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \leq P \ , \qquad (55)$$

где N, M_x, M_y – соответственно, расчетная нормальная сжимающая сила и расчетные моменты, относительно главных осей в плоскости – подошвы свайного фундамента;

n – число свай в свайном фундаменте;

x_i и y_i – расстояние от главных осей свайного фундамента в плане до оси каждой сваи м;

x, y – расстояние от главных осей свайного фундамента в плане до оси, для которой вычисляется нормальная нагрузка, м;

P – наименьшее значение несущей способности висячей сваи по материалу сваи или по грунту основания, т (определяемое по п.5.57).

При кратковременно действующих нагрузках (краны и т.п.) допускается перегрузка крайних свай фундамента в размере до 20% их расчетного сопротивления.

5.60. Величину осадки, просадки и послепросадочных деформаций основания всего свайного фундамента рекомендуется определять, рассматривая последний как условный сплошной массив на естественном основании (включающий грунт и сваи) и ограниченный сверху–плитой ростверка, с боков–наклонными плоскостями от периметра ростверка под углом рассеивания напряжений α (см.п.5.58), сни-

зу-площадью, ограниченной пересечением наклонных граней массива с горизонтальной плоскостью в уровне нижних концов свай. Для этого массива соответствующие величины деформации определяются, как для обычного фундамента в соответствии с рекомендациями раздела 3.

Деформации свайного фундамента из висячих свай не рассчитываются по описанным рекомендациям, а принимаются равными деформациям одиночных свай при соблюдении одного из следующих условий:

расстояние между осями свай в плоскости нижних концов равно или более 6 d_c ;

число свай в фундаменте-не более 4;

число продольных рядов свай-не более 3, а отношение сторон ростверка в плане-более 5.

Величины деформаций, полученные в приведенных расчетах, не должны быть больше допустимых для данного сооружения, устанавливаемых в задании на проектирование.

5.61. Для любых сооружений I и II классов капитальности и при меньшем количестве погружаемых свай, необходимо до начала устройства свайного основания испытать пробной нагрузкой опытные сваи. Методика испытаний опытных свай стандартная. Грунт увлажняется в тех же пределах, которые ожидаются при эксплуатации сооружения.

3. Закрепление грунтов способом силикатизации и глинизации

5.62. Лёссовые просадочные грунты закрепляются однорастворной силикатизацией в соответствии с указаниями СНиП и глинизацией в соответствии с указаниями "Инструкции по глинизации лёссовых просадочных грунтов".

5.63. Закрепление лессовых грунтов силикатизацией может быть использовано и для упрочнения основания под уже построенными сооружениями как единственный способ, предотвращающий аварии.

Закреплять просадочные грунты силикатизацией до возведения сооружения целесообразно лишь для особо ответственных и тяжелых гидротехнических сооружений с небольшой площадью подошвы фундамента. Силикатизируют грунты, расположенные выше уровня грунтовых вод и имеющие коэффициент фильтрации не менее 0,1м/сут . При эксплуатации сооружения не следует допускать попеременного высыхания и увлажнения закрепленного силикатизацией лёссового основания.

5.64. Проектирование сооружения на основании, закрепленном силикатизацией, следует начинать с определения размеров фундамента по правилам их проектирования на естественном основании, принимая нагрузку на грунт до 5 кг/см^2. Мощность закрепляемой зоны назначают обычно равной мощности просадочных грунтов. При значительной мощности последних можно ограничиться закреплением верхней части толщи. При этом достаточная эффективность неполного закрепления грунта должна быть доказана расчетом, а в особо ответственных случаях - и полевыми опытами.

Для сооружений, площадь подошвы которых назначается по конструктивным соображениям, можно закреплять не весь массив грунта под фундаментом, а лишь его часть в виде столбов-свай (рис.II).

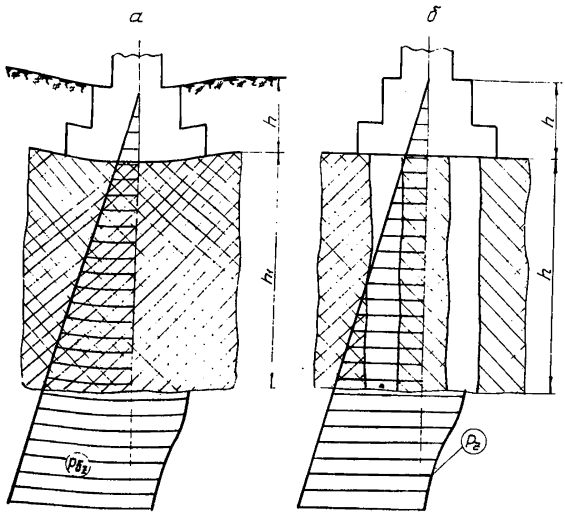

Рис.II. Схемы к расчету деформаций естественного основания под массивом закрепленного силикатизацией грунта:

а - при закреплении всего массива грунта под сооружением; б - при закреплении грунта в виде столбов-свай

Количество столбов-свай можно определять по формуле:

$$n_c \geq \frac{P_c + P_\phi}{R^н \cdot F_\phi}, \qquad (56)$$

где P_c - нагрузка от сооружения, передаваемая на обрезы фундамента, т;

P_ϕ - вес фундамента, т;

$R^н$ - расчетная нагрузка на грунт, закрепленный силикатизацией, принимаемая в пределах 50 т/м^2;

F_ϕ - площадь поперечного сечения одного столба грунта, закрепленного силикатизацией, определяется в зависимости от радиуса закрепления и количества стоянок инъекторов, используемых для создания столба, м^2.

Столбы-сваи из закрепленного силикатизацией грунта располагаются под подошвой фундамента так же, как и обычные сваи.

Для сооружений I и II классов по капитальности при силикатизации грунта на всю мощность просадочной толщи, а также для всех сооружений при силикатизации части просадочных грунтов определяют величину деформации основания под закрепленным массивом. Для этого расчета эпюру дополнительных давлений строят от плоскости, где кончается грунт, закрепленный силикатизацией.

При непросадочных грунтах незакрепленной части толщи и при просадочных грунтах этой же части толщи, если ее замачивание исключается, определяют величину осадки сооружения и сравнивают ее с допустимой. При

просадочных грунтах, если их замачивание возможно, находят сумму осадки, просадки и послепросадочных деформаций (если развитие последних может иметь место) и сравнивают с допустимой.

5.65. Чтобы получить монолитный массив или столбы-сваи из грунта, закрепленного силикатизацией, инъекторы в плане располагают в шахматном порядке по вершинам равносторонних треугольников. Расстояние между рядами инъекторов C_n и инъекторами в ряду d_n определяют по формулам:

$$C_n = 1{,}5\, r_з , \qquad (57)$$

$$d_n = 1{,}75\, r_з , \qquad (58)$$

где $r_з$ – радиус закрепления грунта, назначаемый в зависимости от коэффициента фильтрации грунта, равен:

	0,1-0,3	0,3-0,5	0,5-1	1 - 2
Радиус закрепления силикатизацией, м...	0,3-0,4	0,4-0,6	0,6-0,9	0,9-1
Радиус закрепления глинизацией, м.....	0,3-0,4	0,4-0,5	0,5-0,6	0,6-0,7

5.66. При значительной мощности закрепляемого грунта силикатизацию в вертикальном направлении осуществляют по заходкам, высоту которых назначают на $0{,}5\, r_з$. Радиус закрепления $r_з$ больше длины перфорированной части инъекторов.

Количество раствора на одну заходку определяют по формуле:

$$q_р = \pi r^2 l_з n \beta_з , \qquad (59)$$

где $\ell_з$ - глубина заходки, м;

n - пористость грунта, %;

$\beta_з$ - коэффициент, принимаемый для лёссовых грунтов равным 8.

Общее количество раствора $Q_р$, необходимого для закрепления всего основания, определяют:

$$Q_р = q_р \cdot N_1 \cdot N_2 , \qquad (60)$$

где N_1 - количество погружений инъектора с одной стоянки;

N_2 - количество стоянок для погружения инъектора.

5.67. Жидкое стекло доставляют к месту работы в виде раствора с удельным весом 1,4 -1,45 г/см^3 или приготавливают на месте из силикат-глыб, разваривая в автоклавах или силикаторазварках. Рабочую концентрацию жидкого стекла получают, разбавляя его водой, количество которой определяют по формуле:

$$V_в = \frac{\gamma_1^c - \gamma_2^c}{\gamma_2^c - 1} V_c , \qquad (61)$$

где γ_1^c - удельный вес исходного раствора жидкого стекла, г/см^3;

γ_2^c - удельный вес конечного раствора жидкого стекла, назначаемый по табл.I СНиП Ш-Б,5-62^x;

V_c - количество взятого исходного раствора жидкого стекла, л.

5.68. Закрепление лёссовых грунтов глинизацией может применяться при подготовке оснований любых гидротехнических сооружений. Однако этот способ менее освоен в производственных условиях, чем силикатизация.

Для закрепления в грунт нагнетают бентонитовую глину в виде суспензии, содержащей не менее 60-70% монтмориллонита. Техника нагнетания аналогична силикатизации. Расстояние между инъекторами определяют по формулам (57) и (58).

5.69. Количество бентонитовой глины ($м^3$), необходимой для закрепления I $м^3$ лёссового грунта, рекомендуется определять по формуле:

$$G = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{(1+\varepsilon_1)(1+\varepsilon_2)} \cdot \frac{\gamma}{1+\varepsilon_1}\left(1+\frac{W}{100}\right), \quad (62)$$

где ε_1 - коэффициент пористости грунта до закрепления;

ε_2 - то же, после закрепления (принимается равным 0,666);

γ - удельный вес бентонитовой глины, $т/м^3$;

W - влажность глины в карьере,%.

Объем суспензии ($м^3$), идущей на закреплении I $м^3$ грунта, определяют по формуле:

$$V = \frac{G}{\gamma^c - 1}, \quad (63)$$

где γ^c - удельный вес нагнетаемой суспензии.

Удельный вес суспензии из бентонитовых глин при пористости лессового грунта 43% равен I,08 $т/м^3$, при 44% - I,09; 45% - I,I; 46% - I,II; 47% - I,I2; 48% - I,I3; 49% - I,I4; 50% - I,I5 и I,I6 $т/м^3$.

И. Закрепление грунтов способом газовой силикатизации

5.70. Для закрепления лессовых грунтов применяют способ газовой силикатизации, в соответствии с "Реко-

мендациями по газовой силикатизации песчаных и лессовых грунтов", Стройиздат, 1973.

5.71. Способ газовой силикатизации состоит в том, что в грунт, подлежащий закреплению, нагнетается углекислый газ для предварительной активизации, затем раствор силиката натрия и, наконец, вторично углекислый газ для отвердения раствора.

5.72. Закрепление грунтов способом газовой силикатизации может применяться в случаях, указанных в п. 5.63.

5.73. Работы по закреплению грунтов способом газовой силикатизации производятся по специально разработанному проекту, составленному с учетом пп. 5.64-5.67, а также указаний "Рекомендаций по газовой силикатизации песчаных и лессовых грунтов".

Примечание. Коэффициент β_3 в формуле (59), в этом случае, принимается равным 6.

5.74. Количество углекислого газа, необходимое для предварительной активизации грунта, определяется по формуле (64), а для отвердения силикатного раствора в порах грунта по формуле (65):

$$Б = V n c \rho, \qquad (64)$$

$$Б = V n в \rho, \qquad (65)$$

где V - объем закрепляемого грунта, $м^3$;
n - пористость грунта, %;
ρ - плотность углекислого газа, равная 1,98кг/$м^3$;
c - коэффициент, равный 0,025;
$в$ - коэффициент, равный 0,04.

5.75. Прочность закрепляемого грунта назначается при проектировании, причем она должна быть не выше 8-12 кг/см^2.

К. Земляные сооружения и дорожная сеть

5.76. Рекомендации настоящей главы распространяются на проектирование земляных сооружений (плотин, насыпей, каналов, дамб обвалования и т.п.), для которых лессовые просадочные грунты являются материалом и основанием.

При проектировании этих сооружений, надлежит руководствоваться нормами глав СНиП П-И.3-62^X; СНиП П-53-73 и рекомендациями настоящей "Инструкции".

5.77. Конструкцию перехода (земляную насыпь или дюкер и акведук) выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов, а также анализа надежности работы сооружения на просадочном основании и в примыкании к бортам оврага.

5.78. Для строительства насыпей на просадочном основании следует выбирать такие способы их возведения, которые создают повышенную пластичность тела насыпи (значительную влажность и однородность структуры уплотненного грунта). В этом случае тело насыпи следует за просадками основания сплошной массой без разрывов (без трещин). К таким способам относится отсыпка лёссового грунта в воду, гидронамыв и комбинация этих способов (отсыпка сухого грунта в пруды предварительно намытого грунта).

5.79. Возводить насыпи обычными способами, как на непросадочных грунтах без подготовки основания, можно, если величина ожидаемой просадки основания не превышает 20-30 см.

5.80. При ожидаемых просадках, превышающих 30 см, основания под плотины необходимо предварительно замачивать на полную глубину просадочной толщи, если она не превышает 20 метров. При большей мощности просадочной толщи грунт увлажняют на глубину, ниже которой он может дать дополнительную просадку, не превышающую 30–40 см.

Между окончанием промачивания и началом возведения насыпи не должно быть перерыва, чтобы избежать подсушивания верхних слоев грунта. Для этого первый слой насыпи желательно отсыпать в воду карт, устраиваемых для предварительного замачивания основания.

5.81. Высоту земляной насыпи следует проектировать с запасом на величину ожидаемой деформации как самого тела насыпи, так и ее основания.

5.82. При сильнодеформируемых просадочных основаниях предпочтительнее плотины однородные или с ядрами; плотины с экранами и диафрагмами из негрунтовых материалов нежелательны.

5.83. Резервы вдоль насыпи каналов закладывают от наружных очертаний их подошвы на расстоянии не менее учетверенной высоты насыпи.

5.84. В местах сопряжения тела насыпи с берегами оврагов и саев производят весьма тщательную укладку и уплотнение грунта. Подготовка основания и конструкция сопряжения насыпи с берегами (трассирование, уклон поверхности примыкания, длина антифильтрационной врезки, методы предварительной подготовки основания и т.д.) определяются особо высокими требованиями (п.5.91). Эти требования рассчитаны на предотвращение недопустимого фильтрационного расхода по контакту поверхностей со-

пряжения и ограничения просадки этих поверхностей допустимой величиной.

5.85. При подготовке оснований под насыпи в отдельных случаях (при технико-экономическом обосновании) могут быть частично или полностью удалены верхние слои просадочных грунтов на глубину:

значительного их нарушения землероями, корнями растений и эрозионными процессами;

нарушения грунтов большим числом трещин или остатками старых сооружений, засыпанными рвами и т.д.;

поверхностного слоя мощностью 5-7 м, обладающего большой просадочностью или содержащего легкорастворимые соли в количествах, превышающих допустимые нормы.

5.86. При возведении насыпей допускается применение лессовых засоленных грунтов, содержащих легкорастворимые ($NaCl$, Na_2SO_4, $MgCl_2$, $MgSO_4$), среднерастворимые (гипс $CaSO_4 \cdot 2H_2O$) и труднорастворимые ($CaCO_3$, $MgCO_3$) соли в количествах, приведенных в табл. I2.

5.87. При возведении насыпей отсыпкой лессового грунта в воду допустимое содержание легкорастворимых солей может быть повышено на 4%, по сравнению с приведенными в табл. I2, а при гидронамыве-содержание легкорастворимых солей не нормируется.

Таблица I2

Допустимое содержание солей в лёссовом грунте при возведении из него насыпей,%

Класс сооружений	При наличии в грунте солей			При совместном присутствии легко- и среднерастворимых солей
	легкорастворимых	среднерастворимых (гипса)	труднорастворимых	
I и П	Не более 5	Не более 7	При отсутствии агрессивных грунтовых вод (углекислоты) количество трудно-растворимых солей ($CaCO_3$, $MgCO_3$) не нормируется	Не более 5
Ш	-"- 7	-"- I0		-"- 7
IУ и У	-"- I0	-"- I0		-"- I0

Примечания. 1. Содержание легкорастворимых солей определяют по водной вытяжке при соотношении (по весу) почвы и воды 1:5.

2. Содержание гипса определяют по соляно-кислой вытяжке (0,2 HCl).

5.88. При возведении насыпей гидравлическими способами (отсыпка в воду и гидронамыв) рекомендуется использовать лёссовые грунты гранулометрического состава в соответствии с графиком (рис.I2). Время полного размокания грунта, определенное лабораторным способом, не должно превышать 10 мин.

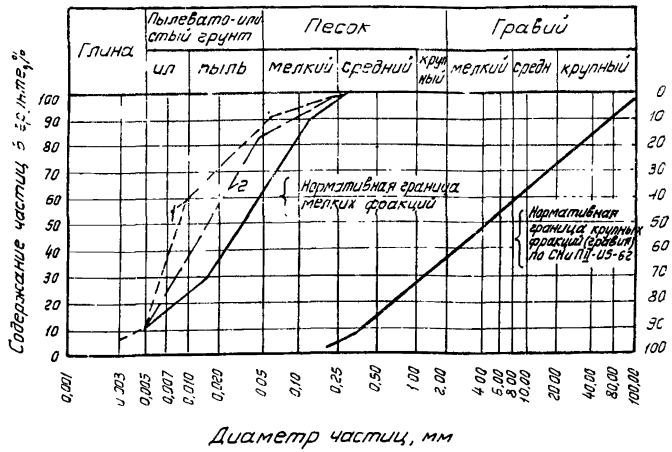

Рис.I2. Границы состава карьерных лёссовых грунтов для возведения земляных сооружений гидравлическими способами:

1 - рекомендуемая граница мелких фракций при возведении насыпей отсыпкой в воду; 2 - рекомендуемая граница мелкой фракции при возведении насыпи гидронамывом

5.89. Обязательное условие в производстве работ - ограничение интенсивности возведения сооружения по высоте. Допустимая интенсивность устанавливается опыт-

ным путем в зависимости от гранулометрического состава грунта карьера и проектируемого способа ведения работ (наличия строительных дренажей, сброса тонких фракций и т.п.).

5.90. Межхозяйственные дороги при ирригационном строительстве на просадочных грунтах проектируют по действующим нормам проектирования для автомобильных дорог общей сети Союза ССР (СНиП П-Д.5-72) с учетом требований, изложенных в этих нормах для лессовых грунтов, а также дополнительных затрат и работ, приведенных в разделе 6.

5.91. Внутрихозяйственные, полевые и эксплуатационные дороги проектирукт в соответствии с действующими нормами по проектированию оросительных систем на непросадочных грунтах и с учетом дополнительных затрат и работ, приведенных в разделе 6.

5.92. Сооружения на дорогах (отдельно стоящие мосты и трубы) проектируют в соответствии с указаниями раздела 5 с учетом ожидаемой величины просадки и необходимой подготовки оснований.

Дополнительные работы и затраты, связанные с ликвидацией послепросадочных деформаций сооружений, учитывают в соответствии с рекомендациями раздела 6.

Л. Бетонные и железобетонные сооружения

5.93. Если деформации оснований могут быть меньше или равны допустимым величинам для данного вида сооружений (табл.3), следует применять конструкции, рекомендуемые для непросадочных грунтов преимущественно монолитно-сборные или сборные. Однако, учитывая легкую размываемость лёссов, необходимы дополнительные меры,

предотвращающие прорыв воды под сооружением и в обход его в соответствии с указаниями п.5.95.

5.94. При проектировании сооружений на сильнопросадочном основании следует:

применять конструкции с минимально возможными нагрузками; желательно, чтобы нагрузки не превышали бытовых давлений на грунт в плоскости подошвы фундамента;

использовать материалы повышенной прочности, хорошо воспринимающие сжимающие и растягивающие усилия, относительно легкие и способные длительное время работать при переменном увлажнении и высыхании (железобетон, металл, пластмассы и некоторые другие новые строительные материалы);

для небольших, компактных в плане сооружений (легкие водовыпуски, вододелители и т.п.) отдавать предпочтение монолитным конструкциям повышенной жесткости. Такие конструкции коробчатой (доковой) формы предохраняют от деформаций отдельные элементы сооружений при просадках и дают возможность поднять и вновь установить сооружение на основание, уже потерявшее способность к просадкам;

для сооружений значительных размеров в плане (быстротоки, перепады, акведуки, шлюзы-регуляторы и т.п.) применять гибкую в целом коробчатую (доковую) конструкцию с осадочными швами, разделяющими их на отдельные достаточно жесткие части. Конструкции швов между отдельными частями сооружений должны быть рассчитаны на безаварийную работу сооружения при неравномерных деформациях основания;

затворы, шандоры и другие движущиеся элементы сооружений размещать в жестких рамах, обеспечивающих без-

аварийную работу их при просадках. При значительных величинах ожидаемых просадок целесообразно предусматривать специальные пазы для шандор. С их помощью можно наращивать порог сооружения и поддерживать горизонты воды в канале на проектных отметках, несмотря на осадку всего сооружения.

5.95. Все элементы сооружения, размеры которых определяются длиной пути фильтрации воды (зубья, шпунты, подземный контур и т.п.), из-за сильной размываемости лёссовых грунтов должны быть увеличены по сравнению с размерами аналогичных элементов сооружений, возводимых на непросадочных грунтах.

При этом рекомендуется в максимальной степени увеличивать зубья (диафрагмы) в верхнем и нижнем бьефах.

Обратная засыпка сооружения должна выполняться особо тщательно грунтом оптимальной влажности с послойным уплотнением.

5.96. Запас над форсированным горизонтом должен быть больше, чем у сооружений на непросадочных грунтах, определяется по формуле:

$$C = S_{pw} + S_{wt} + C_1 , \qquad (66)$$

где S_{pw} – расчетная величина просадки для сооружений (не более допустимых по табл.3);

S_{wt} – расчетные величины послепросадочных деформаций (не более допустимых по табл.3);

C_1 – нормированная величина запаса в высоте стенок над форсированным горизонтом для сооружения на непросадочных грунтах.

5.97. Дюкеры из металлических труб диаметром до 1400 мм делают закрытыми (укладывают в траншеи и засыпают

грунтом), а при больших диаметрах-открытыми (располагают выше поверхности грунта). Входные и выходные оголовки дюкеров и анкерные опоры возводятся на искусственном основании.

Входные и выходные оголовки располагают не ближе 15м от бровки склона при диаметре трубопровода до 1400 мм и не ближе 20 м от бровки склона-при больших диаметрах трубопровода.

5.98. При строительстве монолитных сооружений на искусственном основании применяют конструкции, используемые на непросадочных грунтах, с учетом указаний, приведенных в п.5.94.

5.99. Если после подготовки основания все же ожидают деформации монолитных сооружений больше, чем $S_{доп.}$,то они должны быть приспособлены к работе на сильнодеформирующем основании в соответствии с указаниями п.5.94.

5.100.При проектировании гидротехнических сооружений оросительных систем просадки, вызываемые подъемом уровня грунтовых вод, не учитываются, так как эти деформации развиваются очень медленно, равномерны по территории и не опасны для сооружений.

6. Дополнительные работы, связанные с просадочностью грунтов

6.1. Помимо предусмотренных проектом профильных объемов работ,в сводную смету включаются затраты на следующие дополнительные работы, связанные с послепросадочным восстановлением каналов и сооружений перед их вводом в эксплуатацию:

оправка каналов в земляном русле;

частичная переборка трубчатой сети;

частичная переборка лотковой сети;

частичное восстановление одежд каналов в земляном русле;

частичное восстановление автодорог и других линейных сооружений;

частичное восстановление отдельных сооружений.

6.2. Оценка затрат, связанных с послепросадочным восстановлением каналов и сооружений производится на основании дефектной ведомости и акта на восстановление.

6.3. Составление дефектной ведомости, акта на восстановление и определение объемов дополнительных работ производятся на основании обследования каждого сооружения представителями проектной организации, строительной и заказчика.

6.4. На основании акта проектная организация составляет рабочие чертежи и смету на восстановление объекта и представляет их заказчику.

6.5. Работы, связанные с ликвидацией последствий просадок, а также с подготовкой сооружений и объектов к сдаче в эксплуатацию, оплачиваются из резерва средств, предусматриваемых в сводной смете к техническому проекту (глава 7 "Прочие работы и затраты", графа "строительные работы") в размере:

I% - для объектов, строящихся на слабопросадочных грунтах;

2% - на среднепросадочных грунтах;

3% - на сильнопросадочных грунтах (от сметной стоимости строительно-монтажных работ по главе II сводной сметы).

6.6. Помимо перечисленных затрат (п.6.I), в проекте должны предусматриваться также затраты на устройст-

во и разработку перемычек и валиков, установку дополнительных контрольных марок и реперов, бурение и заделку контрольных скважин и подачу воды на замочку.

6.7. Затраты на дежурство обходчиков, наблюдателей, механиков и автотранспорта, строительство, эксплуатацию и работу временных насосных станций, водопроводов и водопроводных сооружений выделяются в отдельную смету и оплачиваются в пределах средств, определенных в п.6.5.

6.8. В период производства работ по предварительному замачиванию и пропуску воды организуются аварийные запасы материалов, определяемые по нормам Госстроя СССР, за счет предусмотренного резерва средств (см.п.6.5).

7. Подготовка орошаемых полей

А. Общие положения

7.1. Подготовка вновь осваиваемых орошаемых полей составляет комплекс строительных мероприятий, проводимых непосредственно на полях с просадочными грунтами во время строительства оросительной системы.

7.2. В работы по подготовке орошаемых полей входят планировка и замачивание поливных участков с нарезкой временной оросительной сети.

7.3. Состав и порядок работ по подготовке орошаемых полей устанавливают в зависимости от просадочности территории и ее микрорельефа.

7.4. По сложности микрорельефа орошаемые земли следует подразделять на следующие участки:

с легким микрорельефом, не требующим капитальной планировки, или с небольшими неровностями поверхности шириной до 25-30 мм и высотой до 0,2 м. Общий объем планировочных работ на них не превышает 150-200 $м^3$/га

и выполняется длиннобазовыми планировщиками упрощенным способом без составления проекта:

со средним по сложности микрорельефом, имеющим повышения и понижения, для выравнивания которых требуются небольшие (200-500 $м^3$/га) объемы работ. Планировка выполняется скреперами и бульдозерами с выравниванием поверхности длиннобазовыми планировщиками. В отдельных случаях планировочные работы могут выполняться без специальных проектов, по указаниям стройматера (прораба);

со сложным микрорельефом и сильно волнистой поверхностью с многочисленными повышениями и сплошными чашеобразными вытянутыми понижениями. На этих участках требуются значительные по объему (свыше 500 $м^3$/га) планировочные работы, выполняемые скреперами и бульдозерами по специально составленным проектам планировки.

Примечание. Оценка земель по сложности микрорельефа производится на основе анализа топографических планов в соответствии с п.7.8, как для непросадочных грунтов.

Б. Планировка орошаемых земель

7.5. На орошаемых землях, подверженных просадкам, проводятся следующие планировки:

капитальные (строительные)-существенно изменяющие поверхность поливных участков с тщательным ее выравниванием, необходимым для проведения высококачественных поливов. Такие планировки проводятся при строительстве оросительных систем и выполняются за счет средств на капитальное строительство;

текущие (эксплуатационные) - проводятся в период сельскохозяйственного использования земель, для поддержания созданной при капитальной планировке поверхности. Такие планировки, являясь агротехническим мероприятием, выполняются за счет издержек сельскохозяйственного производства.

7.6. При проектировании планировок на стадии технического проекта выполняются следующие работы:

оценка просадочности грунтов и распределение орошаемых площадей по категориям просадочности;

оценка и распределение площадей по микрорельефу;

определение объемно-строительных показателей по планировочным работам при капитальных и текущих планировках в соответствии с распределением площадей по просадочности и микрорельефу;

определение календарных сроков планировочных работ, состава и количества землеройных механизмов и организации работ в увязке с календарным планом строительства системы и сроками ввода земель в сельскохозяйственное освоение;

определение объемно-стоимостных показателей по проектно-изыскательским работам для стадии рабочих чертежей.

7.7. Для оценки просадочности грунтов и распределения площадей по категориям просадочности используют инженерно-геологическую карту массива, составленную по материалам полевых и лабораторных работ, исследований и обследований.

7.8. Для оценки и распределения площадей по сложности микрорельефа на стадии технического про-

екта используют топографические планы масштаба 1:10000 с сечением горизонталей через 0,5 м - при малых уклонах поверхности земли (до 0,002) и через 1 м - при больших уклонах поверхности земли (более 0,002). Чтобы проверить, насколько правильно существующий микрорельеф отражен на топографических планах масштабах 1:10000 и уточнить распределение площадей по рельефу, а также определить объемно-сметные показатели планировочных работ на типовых характерных поливных участках, производят съемку под планировку, наводят горизонтали через 0,25м и переносят их на соответствующие участки топографического плана масштаба 1:10000. Число типовых участков принимают в зависимости от сложности рельефа, площади массива орошения и намечаемого сельскохозяйственного использования земель.

7.9. Состав работ и объемно-стоимостные показатели по капитальной планировке на стадии технического проекта следует определять:

для земель с легким микрорельефом в соответствии с п. 7.12(а) и 7.13.

для земель со средним или сложным микрорельефом в соответствии с пп. 7.12(б), 7.14, 7.15. используя удельные показатели, выявленные в результате проектирования планировки на типовых поливных участках, а также аналоги.

7.10. Проектированию водохозяйственной сети должно предшествовать обследование земель в натуре.

7.11. До начала топогеодезических работ подготавливают поверхность поливного участка, проведя:

очистку от пожнивных остатков, кустарника, пней, камней и т.п.;

вспашку, боронование и сглаживание поверхности 1-2 проходами длиннобазового планировщика при сложном микрорельефе со многими замкнутыми и небольшими по площади и высоте понижениями и повышениями.

Затраты на работы по подготовке участка к топогеофизическим работам предусматривают особым пунктом в смете расходов на планировку.

7.12. Планировка земель на слабопросадочных грунтах выполняется в следующем порядке:

а) при легком микрорельефе выравнивают поверхность поливной карты длиннобазовым планировщиком без составления проекта планировки, а в последующие годы перед посевом проводят текущую планировку;

б) при микрорельефе средней сложности и сложном составляют по материалам топографической съемки масштаба 1:2000 проект капитальной планировки по действующим указаниям на проектирование планировки орошаемых непросадочных земель. Перед посевом ежегодно проводят текущую планировку.

7.13. Планировка орошаемых земель на средне- и сильнопросадочных грунтах при легком микрорельефе проводится в следующем порядке:

1 этап - безотвальная вспашка на глубину 0,6 м всей поверхности, дискование, выравнивание поверхности длиннобазовым планировщиком и замачивание поливных карт в соответствии с п.7.22.

После замачивания проводят топографическую съемку, составляют план масштаба 1:2000 и проект

капитальной планировки в соответствии с действующими указаниями по проектированию и производству планировки орошаемых непросадочных земель;

II этап - капитальная планировка с ликвидацией последствий просадочных деформаций.

Ежегодно проводится текущая планировка.

7.14. Планировка земель на среднепросадочных грунтах при среднем или сложном микрорельефе проводится в 3 этапа:

I - грубая планировка.

На отобранных участках выполняют нивелирование по поперечникам через 50 м (отметки на поперечниках берут через 20 м). На основании данных этой съемки составляют план участка в масштабе 1:5000 с сечением рельефа через 0,5 м, куда наносят построенные и проектируемые каналы, а также горизонты командования. На плане проектируют грубую планировку поливных карт, оконтуривая по горизонталям участки, не обеспеченные командованием, устанавливают отметки, до которых необходимо срезать грунт.

На плане выделяют также понижения и подсчитывают объемы насыпи и средние расстояния перемещения грунта. На каждой оконтуренной площадке предусматривают планировку под горизонтальную плоскость с одной проектной отметкой, а при значительной величине площадки принимают две и, в редких случаях, три проектные отметки с разницей в 0,05-0,10 м.

Грубой планировкой создают условия для последующего замачивания участка. Поэтому, определяя объем срезаемого грунта, не вводят добавочного коэф-

фициента (1,10-1,15), учитывающего последующее его уплотнение.

Рабочим документом для проведения грубой планировки является план масштаба 1:50000 с отметками и горизонталями и с оконтуренными (закрашенными) площадками срезки и насыпи, где указаны объемы работ, средние расстояния перемещения грунта и ведомость объемов работ по участкам.

Когда ороситель проходит через понижение, которое из-за недостатка грунта не может быть полностью засыпано до проектной отметки, устройство его на этом участке может быть допущено в подушке.Это обстоятельство оговаривают на плане, а объем грунта по насыпке подушки и нарезке оросителя подсчитывают отдельно по типовым сечениям.

Грубую планировку производят скреперами и бульдозерами, а выравнивание поверхности-длиннобазовыми планировщиками.

После грубой планировки поливные карты замачивают в соответствии с пп. 7.22-7.25.

П - выравнивание поверхности с засыпкой образовавшихся после замачивания провалов и трещин.

Ш - капитальная планировка выполняется на третий год после начала работ, когда основная просадка близка к завершению.

Эту работу проводят по проекту, составленному на основании съемки участка масштаба 1:2000 в соответствии с действующим указанием по проектированию планировки для непросадочных орошаемых земель.

В последующие годы ежегодно проводят текущую планировку.

7.15. Планировку земель на сильнопросадочных грунтах при среднем или сложном микрорельефе проводят за 4 этапа в следующем порядке:

I - первичная грубая планировка, которая проводится, как предусмотрено в п. 7.14.

П - замачивание поливных карт и выравнивание их поверхности.

Ш - вторичная грубая планировка, которая проводится теми же приемами, как и первичная.

IУ - замачивание поливных карт и капитальная планировка.

Капитальная планировка выполняется на четвертый год после начала работ.

7.16. На время ликвидации просадочных деформаций (засыпка провалов, трещин, локальных понижений и др.) воду в этом месте не подают.

7.17. Чтобы по возможности не нарушать равномерности промачивания поля, сократить стоимость планировочных работ и избежать больших срезок гумусового слоя почвы, капитальные планировки следует проводить с наибольшими приближениями к существующему рельефу.

7.18. Обратные уклоны и полив в разных направлениях в пределах одной поливной карты не допускается.

Безуклонные участки на землях со средне-и сильнопросадочными грунтами не допускаются. На слабопросадочных грунтах безуклонные участки допускаются длиной не более 20 м.

Если ликвидация обратных уклонов и безуклонных участков связана с большими объемами земляных работ, то поливную карту расчленяют на 2-3 более мелких площадью каждая не менее 5-6 га.

7.19. Дополнительные работы по срезке и перемещению грунта для устранения неровностей от просадок, выполняемые при текущих планировках, предусматривают в техническом проекте.

7.20. Объемы работ по засыпке провалов, трещин и локальных понижений, образовавшихся при замачивании в результате просадки, определяют на стадии рабочих чертежей нивелированием и обмером площадок срезки, отвалов, кавальеров, резервов, из которых разработан грунт для ликвидации просадочных деформаций.

В. Замачивание орошаемых земель

7.21. Чтобы вызвать просадку верхнего слоя толщи грунта и тем самым уменьшить вред от просадочных явлений при освоении орошаемых земель, следует предусматривать замачивание средне- и сильнопросадочных грунтов. Замачивание выполняется, как и капитальная планировка полей за счет средств на капитальное строительство.

7.22. Для замачивания на участке через 3–4 м проектируют параллельные временные заглубленные до 0,5 м от поверхности земли каналы. Их трассируют с минимальным (желательно нулевым) уклоном, чтобы заполнить водой все сечение канала без перелива ее на поверхность участка.

Вода в каналы замачивания поступает из временных групповых оросителей. После замачивания временную сеть заравнивают.

Одновременно с временной оросительной сетью проектируется временная сбросная сеть.

7.23. Временную сеть рекомендуется нарезать плужным навесным канавокопателем или универсальным навес-

ным канавокопателем, а заравнивать после замачивания - заравнивателем.

7.24. Участок замачивают из расчета увлажнения верхнего слоя грунта на расчетную глубину, устанавливаемую проектом в зависимости от свойств и мощности просадочной толщи, но не более 5 м.

7.25. Количество необходимой для замачивания воды определяется по п.5.34.

Примечание. Для лучшего увлажнения верхнего слоя просадочной толщи, предотвращения резких нарушений микрорельефа участка, а также экономии воды, установленную расчетом норму воды для замачивания желательно давать с небольшими перерывами, во время которых заделывают образующиеся в результате просадки трещины и провалы.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Примеры расчетов оснований сооружений

Задание на проектирование

Определить величину деформации опоры под лоток (акведук), выполненной в виде стойки с фундаментной плитой 1,5x1,5 м, рассчитанной на нагрузку p=1,07 кг/см^2; глубина заложения подошвы фундамента 1,5 м. Вода в сооружение поступает из крупного оросительного канала и в период эксплуатации основание опоры замачивается на всю толщу лёссовых грунтов.

Характеристика лёссовых просадочных грунтов основания: природная влажность W =5%, объемный вес грунта естественной влажности γ_0 =1,41 т/м^3, удельный вес частиц грунта γ = 2,73 т/м^3, пористость n =51,5%, граница раскатываний = 16%, максимальный коэффициент фильтрации I м/сут, минимальный коэффициент фильтрации для целинного грунта в вертикальном направлении 0,2 м/сут, то же в горизонтальном направлении 0,15 м/сут.

Кривые сжимаемости грунта природной влажности, его просадочности и относительного сжатия влажного грунта даны на рис.13. Послепросадочные деформации для горизонта 0-5 м равны 3,5%, 5-10м - 2% и 10 м и ниже-1%, мощность толщи лессовых грунтов 30 м, подстилаются они галечниками, где и находятся грунтовые воды.

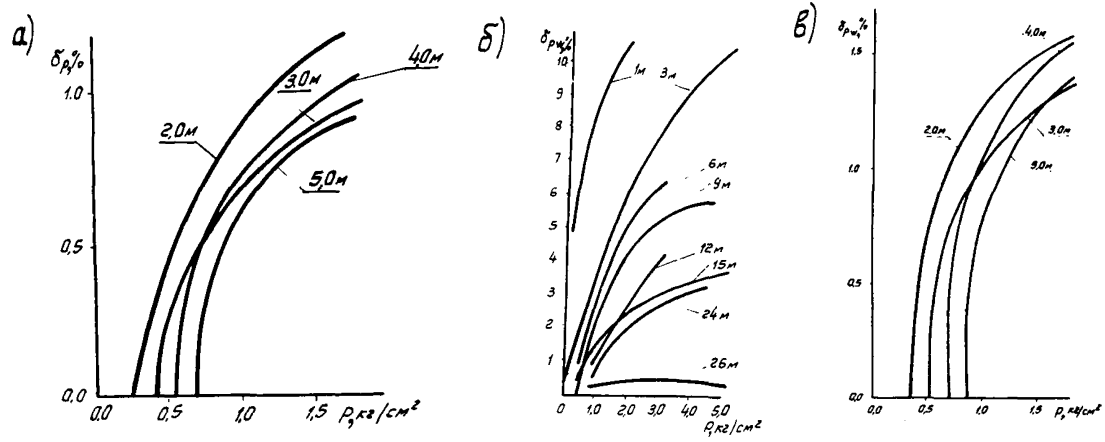

Рис. I3. Графики зависимости деформативных характеристик грунта от давления:
а – относительное сжатие грунта природной влажности; б – относительная просадочность; в – относительное сжатие влажного грунта

Расчет деформации толщи лёссовых грунтов при возведении сооружения на естественном основании

Определяем напряженное состояние грунтов основания проектируемого сооружения в соответствии со СНиП П-I5-75. Расчет сводим в таблицу.

Таблица

Напряженное состояние грунтов оснований

Глубина от поверхности земли, м	Природное давление $P_{бz}$, кг/см^2	Давление от увлажненного грунта $P_{бzвл}$, кг/см^2	Расстояние от подошвы фундам. до расчетной плоскости, м	Коэффициент α	Дополнительное давление, кг/см^2 $P_z=\alpha(P-P_б)$	Суммарное давление $P_{сум}=P_{бz}+P_z$	Суммарное давление $P_{сум}=P_{бzвл}+P_z$
0	0	0				0	0
I	0,I4I	0,176				0,141	0,176
I,5	0,2II	0,264	0	1	0,859	0,211	0,264
						1,070	1,123
2	0,282	0,352	0,5	0,820	0,702	0,984	1,054
2,5	0,352	0,440	1,0	0,554	0,475	0,827	0,915
3	0,423	0,528	0,5	0,336	0,289	0,711	0,817
3,5	0,493	0,614	2,0	0,237	0,204	0,697	0,818
4	0,568	0,704	2,5	0,150	0,124	0,692	0,828
4	0,635	0,790	3,0	0,108	0,093	0,728	0,883
5	0,705	0,880	3,5	0,084	0,072	0,777	0,952
6	0,846	1,055				0,846	1,055
9	1,269	1,584				1,269	1,584
I2	1,692	2,120				1,692	2,120
I5	2,115	2,640				2,115	2,640
2I	2,961	3,690				2,691	3,690
27	3,801	4,750				3,801	4,750
30	4,230	5,280				4,230	5,280

В табл.I расчетные значения определены для различных глубин, причем в интервале глубин I - 5м расчетные сечения приняты через 0,5 м, так как в этих пределах располагается эпюра дополнительных давлений, в ниже - по характерным слоям.

Природное давление определено по формуле:

$$P_{бz} = \gamma_0 h_z \text{ кг/см}^2,$$

где γ_0 - объемный вес грунта, кг/см^3 ;
h_z - глубина от поверхности земли, см .

Давление от увлажненного грунта вычислено на основании следующих данных. Известно, что при увлажнении лессовых грунтов степень заполнения пор грунта водой составляет 0,75-0,8. Тогда максимальная влажность лессового грунта при увлажнении равна:

$$W_{макс} = \frac{G \cdot \varepsilon_0 \cdot \gamma^6}{\gamma} = \frac{0,8x1,06x1,0}{2,73} = 0,311=31,1\% .$$

Объемный вес скелета грунта будет:

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma_0}{1+W} = \frac{1,41}{1 + 0,05} = 1,34 \text{ т/м}^3.$$

Объемный вес увлажненного грунта:

$$\gamma_0^{вл} = \gamma_{ск} / 1+W_{макс} / = I,34/I+0,3II/= I,76т/м^3$$

По последней величине вычислено давление от увлажненного грунта .

Далее определяют величину осадки сооружения, возведенного на целинном лессовом грунте по формуле (7). При этом коэффициент относительного сжатия грунта под

влиянием дополнительного давления, (δ_{pi}) следует определять по графику(рис.I3,а),учитывая, что он построен для суммарного давления;

$$S_p = 0,0089x100+0,0048x100+0,0041x100+0,0034x50=1,95 \text{см} \approx 2\text{см}.$$

Находят величину просадки толщи по формуле (8), определив относительную просадочность грунта (δ_{pwi}) под влиянием суммарного давления по данным графика рис.I3,б.

$$S_{pw} = 0,0285x225x1,15+(0,0285x75+0,0275x300+0,033x300+ +0,265x300+0,0285x300+0,033x700+0,005x650)x1,0=70,8\text{см} \approx 71 \text{ см}.$$

Величину послепросадочного уплотнения грунта определяют по формуле (9):

$$S_{wt} = 0,035x350+0,02x500+0,01x1000=32,25 \text{ см} \approx 32 \text{ см}.$$

Общая величина деформации толщи лессовых грунтов под сооружением при возведении его на естественном основании составит:

$$S = 2+71+32=105 \text{ см}.$$

Для лотков и акведуков допустимые величины просадочных и послепросадочных деформаций (п.5.8) не должны превышать соответственно I5 и 25 см, а при возведении сооружения на естественном основании эти величины равны 7I и 32 см, т.е. больше допустимых.

Таким образом, рассматриваемое сооружение на естественном основании возводить нельзя.

Расчет деформации толщи лессовых грунтов при возведении сооружения с уплотнением тяжелыми трамбовками

Напряженное состояние грунта определяют, как в предыдущем случае, в соответствии с указаниями СНиП II-I5-74.

Вычисляют величину коэффициента пористости уплотненного грунта по формуле (39), принимая оптимальную влажность на 3% больше границы раскатывания, т.е.I9%, тогда:

$$\varepsilon_y = \frac{0,19 \times 2,73}{1,0} = 0,52 \ .$$

Находят мощность уплотняемой трамбованием зоны по формуле (40), принимая диаметр рабочей поверхности трамбовки равным 1,5 м,

$$Ty = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ м} \ .$$

Определяют понижение поверхности уплотняемого грунта при поверхностном трамбовании по формуле (4I):

$$S_y = \frac{1,060 - 0,5(0,520 + 1,060)}{1 + 1,06} \times 225 = 29,5 \approx 30 \text{ см} \ .$$

Вычисляют величину просадки сооружения по формуле (8). Поскольку величина S_y=30см, следует ожидать, что в уплотненной части массива просадочные деформации проявляться не будут, тогда:

S_{pw}= 0,0285x75+0,0275x300+0,033x300+0,265x300+ +0,0285x300+0,033x700+0,005x690=63,4 ≈ 63 см .

Определяют величину послепросадочных деформаций неуплотненной части грунта по формуле (9) принимая, что

в уплотненной части за счет значительного уплотнения, послепросадочная деформация развиваться не будет:

$$S_{wt} = 0{,}035 \times 125 + 0{,}02 \times 500 + 0{,}01 \times 100 = 24{,}37 \text{см} \approx 25 \text{ см}.$$

Пользуясь данными п.5.8, устанавливаем, что полученная величина просадочных деформаций превышает допустимую для рассматриваемого сооружения, поэтому поверхностное трамбование при его строительстве использовать не следует.

Расчет деформации толщи лёссовых грунтов при возведении сооружения на "подушке" из переработанного грунта

Для ранее рассмотренного случая определяют мощность "подушки" из переработанного лёсса. Принимают, что сама "подушка" уплотнится в процессе строительства до такой степени, что практически не будет деформироваться под воздействием сооружения.

В соответствии с п.5.42 для сооружения, с постоянно или длительное время непрерывно увлажняемым основанием значительными массами воды, находят плоскость, ниже которой

$$S_{pw} \leq S_{gon}.$$

Грунт перерабатывают на всей части толщи, расположенной выше этой плоскости.

В данном случае эта плоскость лежит на глубине 20м от поверхности, так как для грунта ниже этой плоскости:

$$S_{pw} = 0{,}03 \times 350 + 0{,}005 \times 650 = 14{,}8 \text{ см} < 15 \text{ см},$$

Таким образом, для устойчивости сооружения необходимо выполнить "подушку" из переработанного грунта мощностью 20-I,5=I8,5 м, что безусловно нецелесообразно из-за значительной стоимости перерабатываемого грунта.

Расчет деформации толщи лёссовых грунтов при возведении сооружений на предварительно замоченном грунте

Рассмотрим два случая: замачивание обвалованного участка и через скважины.

Замачивание обвалованного участка

Продолжительность предварительного замачивания определяем по формуле (23):

$$T_{п.з.мин} = I,05\ \frac{30}{0,2} = I57 \text{ сут.} = 5 \text{ мес.}$$

Величину деформации толщи при предварительном замачивании вычисляем по формуле (I9). При этом степень просадочности находим по графику (рис.I3,б), коэффициент β в соответствии с данными табл.4 принимаем равным 0,85;

$\delta_{п.з.}$= 0,0I85x300+0,0275x300+0,033x300+0,0265x300+ +0,0285x300+0,33x700+0,005x650+0,85(0,035x350+0,02x x500+0,0IxI000)=66,55+27,2=93,75см.

Общую величину уплотнения основания сооружения при возведении его на предварительно замоченном основании вычисляем по формуле (20), принимая коэффициент моделирования условий работы грунта основания по табл.2 равным I,I5 и значения δ_{pw} по графику (рис.I3,б):

$S' = 1,15(0,0131x100+0,0086x100+0,008x25)+1,0(0,008x75+$
$+0,0064x50)+(1-0,85)x(0,035x125+0,02x500+0,01x1000)=$
$=3,65+3,7=7,35$ см $\approx$ 8 см.

Общая величина уплотнения, равная 8 см, меньше допускаемой для просадочных деформаций, и дальнейший расчет можно не производить. Однако продолжительность замачивания при принятом способе весьма значительна, поэтому следует рассмотреть возможность использования предварительного замачивания через скважины.

Замачивание через скважину

Незначительные размеры фундамента позволяют замачивать его основание через одну скважину диаметром 20см, пробуренную на глубину 25 м. Продолжительность предварительного замачивания примем равной одному месяцу.

Диаметр замоченного в этот период столба грунта можно определить по формуле (24).

$$\mathcal{Z}_c = \frac{2Tп.з \times K^{гор}_{ср.мин}}{K_1} = \frac{2,30 \times 0,15}{1,05} = 8,55 \text{ м}.$$

Величину деформации толщи при предварительном замачивании определим по формуле (I9), приняв величину коэффициента $\beta = 0,4$,

$S_{п.з} = 0,0185x800+0,0275x300+0,033x300+0,0265x300+$
$+0,0285x300+0,033x700+0,005x650+0,4(0,035x350+0,02x500+$
$+0,01x1000) = 66,55+12,8=79,35 \approx 80$ см.

Общую величину уплотнения основания сооружения, возводимого на предварительно замоченном основании определим по формуле (20):

S'=1,15(0,0131x100+0,0086x100+0,008x25)+1 (0,008x75+ +0,0064x50)+(1-0,4) (0,035x125+0,02x500+0,01x1000)=3,65+ +14,7=18,35 см ≈ 19 см.

Поскольку общая величина деформации довольно значительна, то следует вычислять величины просадочных и непросадочных деформаций отдельно.

Величину просадки толщи под сооружением, построенным на предварительно замоченном основании, определим по формуле (2I) приняв, что грунт подсыхает после окончания предварительного замачивания I0 суток, тогда:

S'_{pw} =1,15(0,0131 x100+0,0086x100+0,008x25)+1 (0,008x x75+0,0064x50)x(1-0,9)=0,4 см.

Величину послепросадочных деформаций вычислим по формуле:

$$S'_{wt}=(1-\beta)\cdot S_{wt}=(1-0,4)x24,4=14,7 \text{ см}.$$

Проведенный расчет показывает, что при замачивании через скважины сроки предварительного замачивания резко сокращаются, просадок практически не будет, но послепросадочные деформации значительны. Для снижения величины послепросадочных деформаций следует увеличить продолжительность предварительного замачивания до 1,5-2 мес.

На основании проведенных расчетов назначают метод строительства рассматриваемого гидротехнического сооружения.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

	Стр.
I. Общие положения	3
2. Основные характеристики и расчетные условия работы просадочного основания	5
3. Методика расчета величины деформаций лессовых грунтов	I2
4, Проектирование оросительных и сбросных каналов	I7
А. Общие положения	I7
Б. Каналы в земляном русле	I8
В. Каналы на косогорах	26
Г. Каналы на облицовках	27
Д. Каналы в железобетонных лотках	28
Е. Закрытая сеть	30
Ж. Техника полива	3I
5. Проектирование гидротехнических сооружений	33
А. Общие положения	33
Б. Расчеты и подготовка оснований сооружений	37
В. Предварительное замачивание оснований	38
Г. Переработка лессового грунта	52
Д. Поверхностное трамбование	6I
Е. Комбинированные методы подготовки основания	65
Ж. Свайные фундаменты	68
З. Закрепление грунтов способом силикатизации и глинизации	78

И. Закрепление грунтов газовой силикатизации..... 85
К. Земляные сооружения и дорожная сеть..... 86
Л. Бетонные и железобетонные сооружения..... 9I
6. Дополнительные работы, связанные с просадочностью грунтов..... 94
7. Подготовка орошаемых полей..... 96
А. Общие положения..... 96
Б. Планировка орошаемых земель..... 97
В. Замачивание орошаемых земель..... I04
Приложение. Примеры расчетов оснований сооружений..... I06

Л.-29687. Подл. к печ. 21.10.75 г.
Формат 60х90/16. 7,5печ.л. 5,9 уч.-изд.л.
Тираж 3200 экз. Заказ357. Цена 34 к.

Отдел составления, обработки, издания технической документации (ОСОИТД) института "Гипроводхоз"
Москва,Енисейская ул.,2

gost.e-ecolog.ru