Министерство нефтяной промышленности
ГЛАВТЮМЕННЕФТЕГАЗ
Государственный научно-исследовательский
и проектный институт нефтяной и газовой промышленности
имени В. И. Муравленко
(ГИПРОТЮМЕННЕФТЕГАЗ)

РУКОВОДЯЩИЕ УКАЗАНИЯ

ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И УСТРОЙСТВУ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ В УСЛОВИЯХ СРЕДНЕГО ПРИОБЬЯ

РУ 05—85

Тюмень 1986

gost.e-ecolog.ru

Инструкция разработана впервые и содержит требования к проектированию и сооружению оснований и фундаментов вертикальных стальных цилиндрических резервуаров в условиях Среднего Приобья.

Требования настоящей Инструкции являются обязательными для всех инженерно-технических работников организаций, проектирующих и строящих резервуары в районах Среднего Приобья.

В составлении Инструкции принимали участие: к.т.н. В.Л.Трофимов, инженер А.П.Яровская (Государственный научно-исследовательский и проектный институт нефтяной и газовой промышленности имени В.И.Муравленко); инженеры В.М.Казанцев, Р.П.Русанова (Государственный институт по проектированию оснований и фундаментов); д.т.н. Б.И.Далматов, к.т.н. С.Н.Сотников, к.т.н. Р.А.Мангушев, инженер Т.И.Зверевич (Ленинградский инженерно-строительный институт); к.т.н. В.Б.Галеев, В.В.Любушкин (Уфимский нефтяной институт).

© Государственный научно-исследовательский и проектный институт нефтяной и газовой промышленности имени В.И.Муравленко (Гипротюменнефтегаз), 1986 г.

УТВЕРЖДАЮ
Главный инженер института
Р.П.Киршенбаум

РУКОВОДЯЩИЕ УКАЗАНИЯ

Инструкция по проектированию и устройству оснований и фундаментов вертикальных стальных резервуаров в условиях Среднего Приобья	РУ 05-85 Введены впервые

Распоряжением
от 9 декабря 1985 г. № 493 срок введения установлен с 10 января 1986 г.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящая Инструкция устанавливает требования к проектированию и устройству оснований и фундаментов вертикальных стальных резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов емкостью до 20 тыс. $м^3$ в условиях Среднего Приобья.

I.2. Требования Инструкции не распространяются на проектирование и строительство оснований и фундаментов вертикальных стальных резервуаров, возводимых на оползневых склонах, площадках, сложенных карстовыми, вечномерзлыми грунтами.

I.3. Инженерно-геологические исследования грунтов оснований резервуаров должны проводиться в соответствии с требования-

ми настоящей Инструкции, государственных стандартов и других нормативных документов по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства, а также с учетом конструктивных и эксплуатационных особенностей вертикальных стальных резервуаров.

2. ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ОСНОВАНИЯМ И ФУНДАМЕНТАМ РЕЗЕРВУАРОВ

2.1. Осадки оснований и фундаментов резервуаров в период строительства, испытаний резервуаров и эксплуатации должны отвечать требованиям СНиП II-I8-75.

2.2. Деформации оснований и фундаментов в период межкапитального ремонта не должны превышать величин, приведенных в табл. I.

Таблица I

Вид конечной деформации основания заполненного резервуара	Величина предельных деформаций оснований резервуаров вместимостью более 2 тыс.м^3, см
Максимальное вертикальное перемещение отдельной точки окрайки днища	I5
Разность вертикальных перемещений соседних точек днища по контуру на расстоянии 6 м	5
Разность вертикальных перемещений наиболее удаленных точек окрайки днища	I0

2.3. Проектирование оснований, фундаментов и днища резервуаров необходимо выполнять с учетом развития осадок основания во времени, с тем чтобы высотная отметка центра днища отличала от отметок окраек не более чем на 0,0I R, где R - радиус резервуара.

3. СОСТАВ И ОБЪЕМ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ ПОД РЕЗЕРВУАРЫ

3.I. Инструкция содержит дополнительные требования к составу и объему изысканий и испытаниям грунтов полевыми и лабораторными методами под строительство резервуаров в связи со специфическими особенностями состава, структуры и физико-механических свойств грунтов Среднего Приобья.

3.2. В зависимости от инженерно-геологического строения площадок строительства в регионе Среднего Приобья выделяются три типа наиболее распространенных грунтовых условий: I – однородный по составу и свойствам массив слабых пылевато-глинистых грунтов с простым однообразным характером залегания (мощностью более I0 м), подстилаемый сравнительно плотными грунтами; II – неоднородный по составу и свойствам массив слабых грунтов с чередованием слоев невыдержанной мощности; III – толща слабых грунтов (независимо от их однородности) перекрыта слоем торфа мощностью до 6,0 м.

3.3. Состав и объем инженерных изысканий в зависимости от типа грунтовых условий назначаются в соответствии с табл. 2 и могут уточняться в зависимости от степени изученности площадки строительства.

3.4. Глубина буровых скважин должна быть не менее:

– 0,4 Д – под краем резервуара;

– 0,6 Д – под центром резервуара.

В любом случае подстилающие плотные грунты должны быть вскрыты на глубину не менее 5 м (подстилающим плотным грунтом является грунт с модулем деформации $E \geqslant I5$ МПа (I50 кгс/см^2).

3.5. Проходка скважин должна осуществляться вращательным способом с помощью колонковой трубы, короткими заходками (не более I м) со скоростью вращения не более I00 об./мин.

Таблица 2

Состав инженерно-геологических изысканий	Объем инженерно-геологических изысканий в зависимости от типа грунтовых условий									
	I тип грунтовых условий					II,III типы грунтовых условий				
	Резервуары вместимостью, $м^3$					Резервуары вместимостью, $м^3$				
	1000	2000	5000	10000	20000	1000	2000	5000	10000	20000
Количество буровых скважин	2	2	3	4	5	3	3	4	5	7
Лабораторные исследования грунтов	Не менее десяти определений каждого показателя в пределах одного инженерно-геологического элемента для каждого резервуара					То же, что и для I типа грунтовых условий				
Статическое зондирование	4	5	7	7	9	4	4	7	9	9
Испытания вращательным срезом в скважине	Не менее восьми испытаний в пределах одного инженерно-геологического элемента, распространенного на площадке проектируемого резервуарного парка					То же, что и для I типа грунтовых условий				
Испытания грунтов прессиометром	То же					То же				

Испытания штампом	Не менее трех испытаний на каждой конкретной глубине в пределах одного инженерно-геологического горизонта (при отклонении от среднего не более 30%), распространенного на площадке проектируемого резервуарного парка	То же, что и для I типа грунтовых условий, для III типа грунтовых условий штамповых испытаний не производить
Испытания натурной или эталонной сваи	Не менее двух испытаний сваи (при отклонении от среднего не более 30%) или трех испытаний эталонной сваи и одного испытания натурной сваи на каждой конкретной глубине в пределах одного инженерно-геологического элемента, распространенного на площадке проектируемого резервуарного парка	То же, что и для I типа грунтовых условий
Опытные откачки из скважин или опытные наливы в скважины	Не менее двух опытов на каждый водоносный горизонт, распространенный на площадке проектируемого резервуарного парка	То же, что и для I типа грунтовых условий

Примечания: 1. Расположение буровых скважин для резервуаров различных емкостей: при трех скважинах точки бурения следует выбирать в вершинах равностороннего треугольника, вписанного в окружность днища резервуара; при 5, 6, 8 скважинах первую точку бурения следует выбирать в центре резервуара, а остальные точки (соответственно 4, 5, 7 точек) должны быть расположены равномерно по окружности контура резервуара.

2. Расположение точек статического зондирования: при трех зондированиях точки должны быть рядом со скважинами (на расстоянии 1-2 м); при 4, 6, 8, 10 зондированиях три точки должны быть расположены у скважин, остальные - между скважинами.

3.6. Образцы грунта ненарушенной структуры отбираются через I,0 м.

3.7. Для отбора образцов грунтов из скважины применяются тонкостенные грунтоносы. Грунтоносы в грунт должны вдавливаться со скоростью не более 4 м/мин.

3.8. Образцы слабых грунтов отбираются грунтоносами в жесткие металлические или парафинированные гильзы.

3.9. Образцы слабых грунтов должны отбираться, устанавливаться, транспортироваться и храниться согласно ГОСТу I207I-73.

3.I0. Лабораторные исследования свойств грунтов выполняются в соответствии с требованиями государственных стандартов на соответствующие виды определений с учетом дополнительных требований, изложенных в пп. 3.I3-3.I5, связанных со специфическими особенностями слабых грунтов.

3.II. При определении модуля деформации грунтов необходимо указывать, какому интервалу давлений соответствует его значение, так как величина модуля деформации для слабых грунтов зависит от их напряженного состояния.

3.I2. При расчете модуля деформации в качестве конечной величины необходимо принимать нагрузку, равную давлению на грунт в основании резервуара при полном его заполнении водой при испытании.

3.I3. Деформационные характеристики грунтов в компрессионных приборах или стабилометрах следует определять методом воздействия на грунт многократно приложенной нагрузки и разгрузки (циклических нагрузок). Режим изменения нагрузки на грунт при лабораторных исследованиях должен соответствовать режиму загрузки резервуара. При отсутствии данных режима загрузки исследования должны производиться при загрузке

на 75,50 и 25%. За стабилизацию деформации от очередной ступени нагрузки принимается деформация 0,0I мм за I2 часов.

3.I4. Грунты зондировать статической нагрузкой согласно ГОСТу 20069-8I, СН 448-72 "Указания по зондированию грунтов для строительства"

3.I5. Испытания грунтов прессиометром для определения модуля деформации проводить согласно ГОСТу 20276-74, по методике медленного режима.

3.I6. Испытания грунтов методом вращательного среза в скважинах проводить в соответствии с ГОСТом 2I7I9-76.

При испытании грунтов методом вращательного среза должна использоваться крыльчатка диаметром не менее I00 мм и высотой не менее 200 мм.

3.I7. Фильтрационные свойства грунтов в полевых условиях должны определяться методом откачки воды из скважины в соответствии с ГОСТом 23278-78*.

3.I8. Полевые испытания свай выполнять статическими нагрузками в соответствии с ГОСТом 5686-78.

3.I9. Оптимальный срок "отдыха" забивных свай должен составлять трое суток.

3.20. Для накопления опытных данных параллельно с испытаниями натурных свай рекомендуется провести испытания эталонной сваи в соответствии с ГОСТом 24942-8I.

4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ РЕЗЕРВУАРОВ

4.I. Фундаменты на естественных основаниях

Общие положения

4.I.I. К фундаментам на естественных основаниях относятся:

- насыпь-подушка под всей площадью днища (рис. I,а);

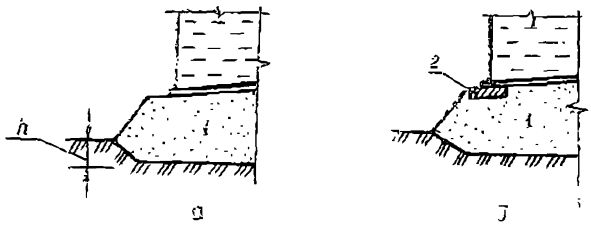

Рис. I. Фундаменты на естественном основании:
I - насыпь из песчаного грунта; 2 - кольцевой фундамент из тонких плит

- насыпь-подушка под всей площадью днища и кольцевой фундамент из тонких плит под стенку (рис. I,б).

Примечание. Насыпи-подушки выполняются обычно из песка, щебня, гравия или местного грунта взамен гумусовых горизонтов почв или слоя покровного торфа, толщина которых не превышает I м. Насыпи-подушки большей толщины являются искусственным основанием и рассматриваются в разделе 4.2 настоящей Инструкции.

4.I.2. Основание и фундаменты резервуара рассчитываются и проектируются с учетом того, что допустимые деформации днища существенно превышают допустимые деформации грунта под стенкой, поэтому обеспечение равной осадки и прочности основания и фундаментов под резервуаром не требуется.

4.I.3. Конструкция фундаментов должна обеспечивать устойчивость основания и развитие его деформаций в размерах, позволяющих нормально эксплуатировать все системы и устройства резервуара, и прочность материала его конструкции, т.е. должен быть выполнен расчет основания по первой и второй группам предельных состояний.

4.I.4. По несущей способности основания рассчитываются, исходя из условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n , \qquad (I)$$

где F – расчетная нагрузка на основание;

γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным I;

F_u – сила предельного сопротивления основания;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным I.

Примечание. Расчет оснований по несущей способности необходимо выполнять при наличии на площадке строительства слабых структурно-неустойчивых глинистых грунтов (супеси, суглинки, глины мягкопластичной консистенции, торфы и пр.). При этом требуется выполнить расчет общей устойчивости основания (всего резервуара), местный расчет (под стенкой).

4.I.5. Прочностные расчеты оснований должны производиться на сопротивление сдвигу грунтов в состоянии незавершенной консолидации. При этом следует руководствоваться также указаниями п. 2.6I СНиП 2.02.0I–83.

4.I.6. Сила предельного сопротивления основания резервуара определяется из решения осесимметричной задачи предельного равновесия

$$F_u = \pi R^2 (A_K \gamma_0 R + C_K C), \qquad (2)$$

где R – радиус резервуара или края плиты кольцевого фундамента, м;

C – удельное сцепление, н/м^2 (кгс/см^2);

γ_0 – расчетный удельный вес грунта, н/м^3 (кгс/см^3);

A_K, C_K – безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения и приведенные в табл. 3.

Таблица 3

Коэффициент	Угол внутреннего трения, град					
	4	6	8	I0	I2	I4
$A_к$	0,586	0,876	I,235	I,694	2,293	3,080
$C_к$	6,396	7,233	8,225	9,4II	I0,837	I2,567

Окончание табл. 3

Коэффициент	Угол внутреннего трения, град						
	I6	I8	20	22	24	26	28
$A_к$	4,I22	5,5I3	7,385	9,926	I3,4I0	I8,240	25,0I4
$C_к$	I4,68I	I7,289	20,586	24,620	29,8I3	36,493	45,I95

4.I.7. Местная несущая способность основания в зависимости от типа фундамента определяется под стенкой резервуара или под железобетонным кольцом. Устойчивость грунта под стенкой (кольцом), как правило, обеспечена, поэтому такой расчет выполняется при отсыпке насыпи из местного грунта, подвергающегося промораживанию и намоканию, а также при слабом несущем слое естественного основания.

4.I.8. Сила предельного сопротивления основания F_u' под стенкой (кольцом) определяется по формуле

$$F_u' = B(A_o \gamma_o B + B_o q + C_o c), \qquad (3)$$

где B – ширина фундаментного железобетонного кольца или кольцевого фундамента, м;

γ_o – объемный вес грунта, н/м^3 (кгс/см^3);

c – удельное сцепление, н/м^2 (кгс/см^2);

q – боковая пригрузка ($q = \gamma_в \cdot h$), н/м^2 (кгс/см^2);

h – высота залива жидкости;

$\gamma_в$ – удельный вес воды;

A_0, B_0, C_0 – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения и приведенные в табл. 4.

Примечание. Если железобетонное кольцо отсутствует, величина δ принимается равной 10α (где α – толщина листа днища).

Таблица 4

Коэффициент	Угол внутреннего трения, град					
	4	6	8	10	12	14
A_0	0,426	0,547	0,700	0,891	1,132	1,438
B_0	1,432	1,720	2,060	2,475	2,981	3,602
C_0	6,185	6,817	7,538	8,367	9,324	10,436

Окончание табл. 4

Коэффициент	Угол внутреннего трения, град							
	16	18	20	22	24	26	28	30
A_0	1,826	2,324	2,965	3,791	4,887	6,327	8,248	10,842
B_0	4,365	5,310	6,487	7,965	9,834	12,220	15,294	19,295
C_0	11,735	14,130	15,076	17,239	19,842	23,005	26,883	31,689

Расчет оснований по деформациям

4.1.9. Основание резервуара по деформациям рассчитывается, исходя из условия

$$S \leq S_u , \qquad (4)$$

где S – расчетная величина осадки основания;

S_u – предельно допустимая деформация основания, устанавливаемая по табл. I.

4.I.I0. Расчет осадки основания резервуара может быть выполнен:

– методом послойного суммирования;

– методом слоя конечной толщины.

Примечания. I. При выборе метода расчета следует руководствоваться указаниями СНиП 2.02.0I–83.

2. Деформация оснований резервуаров рассчитывается согласно прил. I настоящей Инструкции.

4.I.II. Осадку основания резервуара можно не рассчитывать, если основание сложено слоями грунтов постоянной мощности и если модули деформации грунтов в пределах толщи H = R (R – радиус резервуара) превышают значения, приведенные в табл. 5 для резервуаров различной вместимости.

Таблица 5

Вместимость резервуара, тыс.м^3	Наименьший модуль деформации грунта МПа (кгс/см^2) слоя в пределах толщи мощностью H=R,м
2 и менее	I0 (I00)
5	I2 (I20)
I0	I5 (I50)
20	20 (200)

4.I.I2. Осадка основания под стенкой резервуара определяется суммой

$$S_{ст} = S_{кр} + S_{фк}, \qquad (5)$$

где $S_{кр}$ – осадка круглой гибкой площади днища резервуара;

$S_{фк}$ – осадка кольцевого фундамента, воспринимающего погонную нагрузку, P_R.

Погонная нагрузка $P_к$ на кольцевой фундамент вычисляется по формуле

$$P_к = \frac{P_р}{\ell B} + \frac{B}{2}\gamma_{ж} \quad , \qquad (6)$$

где $P_р$ – вес конструкции резервуара (исключая вес днища);

ℓ – длина стенки по периметру, м;

B – ширина фундаментного кольца, м;

$\gamma_{ж}$ – объемный вес жидкости, $\gamma_{ж}$ = I0 кн/м^3 (I тс/м^3).

4.I.I3. При определении осадки центра S_o точек днища S_i и величины S_{cm} влияние веса конструкций резервуара не учитывается. Осадка рассчитывается от воздействия веса воды заполненного резервуара.

4.I.I4. Результаты расчета осадок принимаются с повышающим коэффициентом I,2, учитывающим увеличение осадки за счет многократного приложения нагрузки на основание.

Выбор типа фундамента

4.I.I5. Конструкцию оснований и фундаментов следует выбирать с учетом условий площадки строительства на основе данных инженерно-геологических изысканий, а также результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений, выполняемых с учетом требований технических правил по экономному расходованию строительных материалов.

4.I.I6. При выборе типа фундамента и основания рекомендуется руководствоваться указаниями, приведенными в табл. 6.

Таблица 6

Тип фундамента и основания	Характеристика инженерно-геологического напластования	Ожидаемая осадка резервуаров вместимостью 2-20 тыс.м³	
		Середина днища, мм	Разность осадки смежных точек
Типовой фундамент-насыпь	Плотные грунты с модулем деформации 10 МПа (100 кгс/см²) и выше; уровень грунтовых вод ниже 3 м	Не свыше 300	Менее, чем допускается нормами
Свайный под стенку, под днище насыпь	Мощность залежи открытого торфа до 4 м, под торфом слабые минеральные грунты на глубину до 0,5 $H_э$	200-300	То же
Свайный с промежуточной щебеночной (песчаной) подушкой под всем резервуаром	Мощность залежи открытого торфа свыше 4 м, торф подстилается слабыми минеральными грунтами на глубину более 0,5 $H_э$	200-300	- " -
Искусственно уплотненное основание водопонижением	Основание сложено слабыми грунтами на глубину $\approx H_э$	200-700	- " -
Свайный с балочным ростверком и сплошным настилом из железобетонных плит	Открытая торфяная залежь мощностью более 4 м, подстилаемая слабыми грунтами	150-300	- " -

Мероприятия по предотвращению воздействия сил морозного пучения грунта

4.1.17. При выборе мероприятий, направленных на предотвращение развития сил морозного пучения грунта, следует учитывать состав грунтов площадки, конструкцию насыпей-подушек, уровень грунтовых вод и размер его сезонных колебаний, режим эксплуатации резервуара и климатические условия.

4.1.18. Поскольку чувствительность стенки и днища к неравномерным деформациям основания различна, применение противопучинных мероприятий обязательно только для стенки.

4.1.19. Под стенкой резервуара ниже фундамента-насыпи рекомендуется применение гидрофобных слоев, крупнозернистых слоев, прерывающих капиллярный механизм миграции влаги в насыпь, водонепроницаемые слои у подошвы насыпи и т.д.

4.1.20. Эффективной мерой по предотвращению воздействия сил морозного пучения грунта является дренаж, обеспечивающий положение уровня грунтовых вод на 1 м ниже глубины сезонного промерзания грунта.

4.2. Искусственные основания (песчаные подушки)

4.2.1. Песчаной подушкой под резервуар считается слой грунта толщиной более 1 м, отсыпанный и уплотненный в котловане под всей площадью днища или в кольцевой траншее под стенкой, взамен грунта с неблагоприятными свойствами.

4.2.2. Песчаные подушки следует устраивать:

- для повышения устойчивости несущих слоев основания, сложенных слабыми грунтами;

- для уменьшения средней осадки основания и неравномерности осадки под стенкой;

- для ускорения консолидации основания;

- для устранения пучинистых свойств местных грунтов.

4.2.3. Толщина подушки h_n принимается в соответствии с напластованием верхней части основания с тем, чтобы пучинистые грунты, а также слабые грунты (торф и) были заменены песчаным грунтом, который составляет тело подушки. Минимальный размер h_n назначается в пределах [illegible]. Применение подуш-

с $h_п \geq 4$ нецелесообразно, поскольку при этом стоимость работ существенно возрастает.

4.2.4. Применение кольцевой подушки под стенкой целесообразно на площадках при наличии пучинистых грунтов или неравномерной осадки стенки по периметру резервуара, превышающей предельную, при допустимом развитии осадки днища. При проектировании кольцевой подушки устанавливаются: толщина $h_п$, ширина по низу $в_п$, крутизна откосов тела подушки (рис. 2).

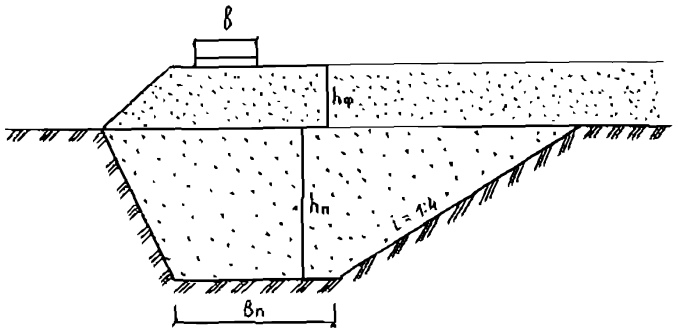

Рис. 2. Устройство кольцевой песчаной подушки под стенкой резервуара

4.2.5. Основание совместно с подушкой подлежит расчету по деформациям в соответствии с п.4.I.IO. Модуль деформации грунта подушки устанавливается по данным полевых испытаний или согласно СНиП 2.02.0I-83 с учетом проектной плотности песка.

4.2.6. В проекте подушки должны быть решены вопросы производства работ по устройству подушки, включая способ укладки и уплотнения грунта и метод контроля плотности. Метод гидронамыва, как правило, недопустим.

4.3. Свайные фундаменты

Общие положения

4.3.I. Свайные фундаменты под резервуары необходимо проектировать в соответствии со СНиП П-I7-77 и дополнительными требованиями Инструкции.

4.3.2. Рекомендуется применение двух типов свайных фундаментов:

- с высоким ростверком;
- промежуточной грунтовой подушкой.

4.3.3. При выборе марок бетонов для применения в конструкциях свайных фундаментов в условиях сильно агрессивных сред следует руководствоваться дополнительными требованиями СНиП 2.03.II-85, Рекомендаций по защите бетонных и железобетонных конструкций от воздействия болотных вод Среднего Приобья.

Виды свай

4.3.4. В свайных фундаментах следует применять забивные железобетонные сваи сплошного квадратного сечения*: с ненапрягаемой арматурой длиной 3–I6 м, сечением от 300х300 до 400х400 мм (ГОСТ I9804.I-79*); с напрягаемой арматурой из высокопрочной проволоки длиной 3–I6 м, сечением от 300х300 до 400х400 мм (ГОСТ I9804.2-79*); с напрягаемой стержневой арматурой длиной 9–20 м, сечением от 300х300 до 400х400 мм (ГОСТ I9804.2-79*).

---

* Исходя из результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов, опыта строительства, инженерно-геологических условий площадок строительства, а также технической оснащенности строительных организаций.

Расчет висячих забивных свай

4.3.5. Свайные фундаменты под нефтепромысловые резервуары по двум группам предельных состояний (по несущей способности и деформациям основания) следует рассчитывать по СНиП II-17-77 с использованием расчетных сопротивлений грунта под нижним концом и боковой поверхности сваи по табл. 7 и 8 настоящей Инструкции, составленным для грунтовых условий Среднего Приобья.

4.3.6. Для песчаных и глинистых грунтов с показателем текучести $J_L < 0{,}3$ значения R и f следует принимать по табл. 1, 2 СНиП II-17-77.

Проектирование свайных фундаментов

4.3.7. При проектировании сборно-монолитных свайных фундаментов сопряжение балок ростверка со сваями необходимо выполнять жестким, исходя из особенностей грунтовых условий оснований (слабые грунты, торфы, ил и т.п.).

4.3.8. Между планировочной отметкой грунта под днищем и подошвой ростверка необходимо предусмотреть воздушный зазор не менее 0,5 м.

4.3.9. При проектировании свайных фундаментов с высоким свайным ростверком необходимо предусматривать систему вентиляции межростверкового пространства.

4.3.10. Длину висячих свай (независимо от размеров поперечного сечения) следует принимать не менее 10 м.

4.3.11. Учет сил отрицательного трения при определении несущей способности сваи, прорезающей торфы, илы и заторфованные грунты, следует предусматривать в случаях:

Таблица 7

Глубина забивки сваи от поверхн. грунта, м	Расчетные сопротивления грунта под нижним концом забивных свай R_H кн/м² (0,1 тс/м²), для глинистых грунтов при показателе текучести										
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
3	2900	1800	1200	850	800	750	700	650	600	550	400
4	3000	1900	1250	900	850	800	750	750	700	650	500
5	3100	2000	1300	950	900	850	800	800	750	700	550
6	3200	2100	1350	1000	950	900	850	800	750	700	650
7	3300	2200	1400	1000	950	950	900	850	800	750	650
8	3350	2250	1450	1050	1000	950	950	900	850	800	700
9	3400	2300	1500	1100	1050	1000	950	900	900	850	750
10	3500	2400	1500	1100	1050	1050	1000	950	900	850	750
12	3700	2600	1560	1150	1100	1050	1000	1000	950	900	800
15	4000	2800	1600	1200	1150	1100	1050	1050	1000	950	850

Таблица 8

Глубина забивки сваи от поверхн. грунта, м	Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности забивных свай f^H, кн/м² (0,1 тс/м²), для глинистых грунтов при показателе текучести										
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
1	23	15	12	8	6	5	5	4	4	3	1
2	30	20	17	12	11	10	9	8	7	5	3
3	35	25	20	16	14	12	11	9	8	7	5
4	39	27	22	19	16	14	12	10	9	7	5
5	40	29	24	21	18	16	13	11	10	8	6
6	41	30	24	21	18	16	14	12	10	8	6
7	43	32	25	22	19	16	14	12	11	9	6
8	44	32	25	22	19	17	14	12	11	9	7
9	45	33	26	23	20	17	15	13	12	10	7
10	46	34	26	23	20	18	15	13	12	10	7
12	46	36	27	24	21	18	16	14	13	11	8
15	51	38	28	25	21	20	18	16	14	12	9

- намыва или подсыпки грунта при повышении территории строительства;

- при понижении в период строительства уровня грунтовых вод на площадке.

4.3.12. Несущая способность одиночной сваи по грунту не рассчитывается, если:

- модуль деформации грунтов под нижними концами свай $\geqslant$ 10 МПа (100 кгс/см^2);

- расстояние между осями свай, м, принимается

$$a = 2\ell \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4} + d \geqslant 3d, \qquad (7)$$

где d - сторона поперечного сечения сваи, м;

ℓ - глубина погружения сваи в грунт от подошвы ростверка, м;

φ_{cp} - средневзвешенное расчетное значение углов внутреннего трения для прорезаемых сваями слоев грунта.

Расстояние между осями свай a, м, определяется по табл. 9.

Таблица 9

Длина свай, м	Угол внутреннего трения, град						
	12	14	16	18	20	22	24
3	1	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1,1	1,1
5	1	1	1	1,1	1,2	1,3	1,3
6	1	1	1	1,2	1,3	1,4	1,6
7	1	1,1	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8
8	1,1	1,3	1,4	1,5	1,7	1,8	2,0
9	1,2	1,4	1,5	1,7	1,9	2,0	2,2
10	1,3	1,5	1,7	1,9	2,0	2,2	2,4
11	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6
12	1,5	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8

5. СПОСОБЫ УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РЕЗЕРВУАРОВ*

5.I. Способ предварительного уплотнения грунтов основания весом временной насыпи

5.I.I. Способ предварительного уплотнения предназначен для ускоренной стабилизации осадки грунтового основания в его естественном залегании.

Сущность данного способа заключается в том, что нагрузка на основание создается весом временной насыпи.

5.I.2. Способ уплотнения грунтового основания весом временной насыпи рекомендуется применять при средневзвешенном значении модуля деформации основания от 5 до I0 МПа (от 50 до I00 кгс/см^2).

5.I.3. Временную насыпь следует устраивать следующим образом: на площадке, где предполагается возводить резервуар, отсыпается насыпь в виде усеченного конуса, давление от которого соответствует выбранным расчетным параметрам (рис. 3).

Параметры насыпи и необходимый объем грунта приведены в табл. I0.

Таблица I0

Вместимость, м^3	Нагрузка МПа (кгс/см^2)	Параметры, м						I:m	Объем насыпи, м^3
		a	в	c	h	r	R		
5000	0,I0(I,0)	24,4	4,0	35,4	5,5	I2,2	I7,7	I:I,5	3906
	0,I5(I,5)	24,4	6,I	4I,0	8,3	I2,2	20,5	I:I,5	7II9
I0000	0,I0(I,0)	33,4	4,0	44,4	5,5	I6,7	22,2	I:I,5	6581
	0,I5(I,5)	33,4	6,I	49,7	8,3	I6,7	24,85	I:I,5	II396
20000	0,I0(I,0)	47,4	4,0	58,4	5,5	23,7	29,2	I:I,5	I2I33
	0,I5(I,5)	47,4	6,I	64,0	8,3	23,7	32,0	I:I,5	20870

* Улучшение оснований резервуаров проводится на площадках при наличии покровного торфа до глубины свыше 2 м, слабых водонасыщенных глинистых грунтов, а также на площадках, где суммарная мощность толщи слабых грунтов превышает 30 м и применение свай затруднительно.

5.I.4. Расчетные характеристики степени консолидации основания рекомендуется определять по обобщенным графикам рис. 4.

5.I.5. После достижения основанием заданного уровня уплотнения грунт временной насыпи используется для инженерной подготовки и устройства грунтовой подушки под днище резервуара.

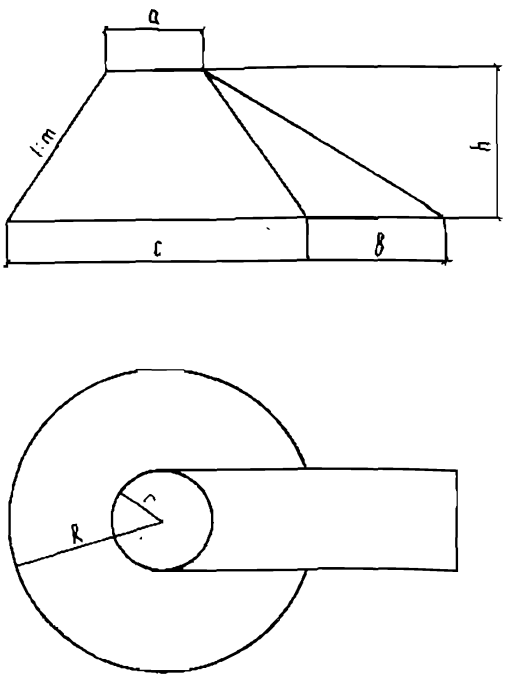

Рис. 3. Размеры временной насыпи

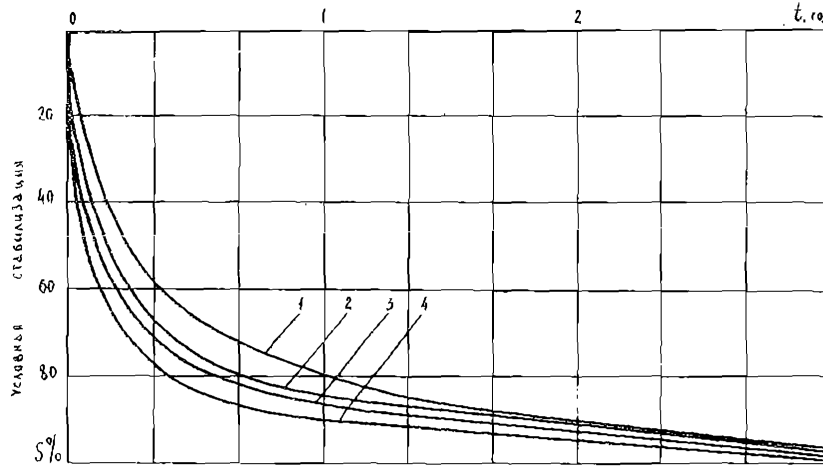

Рис. 4. Обобщенный график осадок основания в % от времени: 1 – P = 0,10 МПа (1,0 кгс/см^2) при E = 10 МПа (100 кгс/см^2); 2 – P = 0,15 МПа (1,5 кгс/см^2) при E = 10 МПа (100 кгс/см^2); 3 – P = 0,10 МПа (1,0 кгс/см^2) при E = 5 МПа (50 кгс/см^2); 4 – P = 0,15 МПа (1,5 кгс/см^2) при E = 5 МПа (50 кгс/см^2)

5.2. Способ улучшения основания глубинным водопонижением

5.2.I. Глубинное водопонижение вызывает уплотнение в результате увеличения массы грунтов вследствие снятия эффекта взвешивания при понижении уровня грунтовых вод. С помощью водопонижения достигается:

- уменьшение средней осадки основания от действия полезной нагрузки;

- уменьшение неравномерности осадки;

- сохранение природной структуры несущего слоя при проведении земляных работ;

- увеличение плотности грунтов насыпного слоя благодаря отсыпке грунта в осушенный котлован и возможности применения эффективных средств уплотнения.

5.2.2. Глубинное водопонижение производится в любое время года и эффективно при условии:

- наличия обводненных толщ грунтов и глубокого положения водоупорного слоя;

- наличия в составе грунтов напластований песков или других видов грунтов с высокой водоотдачей;

- возможности по геологическим и техническим условиям производить водоотлив с глубины более I5 м.

5.2.3. Слой, из которого производится водоотлив, устанавливается по данным инженерно-геологических изысканий и по результатам полевых опытных работ, которые проводятся для определения дебита скважин при максимальных понижениях и коэффициентов фильтрации грунтов.

5.2.4. Осадка основания, вызванная водоотливом, определяется методом послойного суммирования. Граница зоны уплотнения

грунтов от водопонижения принимается на уровне кровли водоупорного слоя. Уплотняющая нагрузка определяется по формуле

$$P = \sum_{i}^{n} h_i (\gamma_i - \gamma_{взв_i}) \quad , \qquad (8)$$

где P_i – толщина слоев;

γ_i – объемный вес тех же грунтов при степени водонасыщения;

G = 0,8;

$\gamma_{взв_i}$ – объемный вес грунтов тех же слоев, определенный с учетом их взвешивания в воде.

5.2.5. Работы по технологическому водопонижению выполняются по специальному проекту, в котором должны быть установлены:

- тип водопонизительной установки;
- размещение скважин-колодцев, их число;
- место сброса откачиваемой воды;
- продолжительность водоотлива;
- схема размещения грунтовых марок для измерения перемещений поверхности грунта.

5.2.6. Глубинный уплотняющий технологический водоотлив требуется выполнять до начала основных строительных работ. Вода должна откачиваться до завершения работ по устройству фундаментов.

5.3. Способ уплотнения оснований ступенчатой загрузкой при гидравлических испытаниях

5.3.1. Стальные вертикальные резервуары принимаются в эксплуатацию согласно требованиям Указаний по изготовлению и монтажу вертикальных цилиндрических резервуаров для нефти и нефтепродуктов и настоящей Инструкции

5.3.2. Продолжительность гидравлического испытания резервуаров определяется в зависимости от их емкости:

для резервуаров вместимостью менее 5 тыс.м^3 - 5 сут,

- " - - " - 5 тыс.м^3 - 10 сут,

- " - - " - 10 тыс.м^3 - 20 сут,

- " - - " - 20 тыс.м^3 - 30 сут.

5.3.3. При залегании под резервуаром слабых грунтов или при устройстве грунтовой насыпи заполнять резервуар водой (увеличивать нагрузку на основание) при гидравлическом испытании следует ступенями - 0,25; 0,5; 0,75 и 1,0 вместимости резервуара.*

5.3.4. Продолжительность выдержки резервуара под нагрузкой на 1-й, 2-й, 3-й ступенях - по 20% общей продолжительности испытания, указанной в п.5.3.2,и на 4-й (последней) ступени - 40%. В конце выдерживания последней ступени нагрузки максимальная осадка не должна превышать 5 мм за сутки.

5.3.5. При залегании под резервуаром слабых грунтов или при устройстве грунтовой насыпи ступенчатое гидростатическое испытание проводить только на непромороженном основании.

5.3.6. Технологические приемо-раздаточные трубопроводы к резервуару подключать после гидростатического испытания.

5.3.7. Резервуар считается выдержавшим гидростатическое испытание, если в процессе испытания на поверхности стенки или по краям днища не появятся течи и если уровень в течение 24 часов не будет снижаться, а осадка основания резервуара не будет превышать допустимых величин.

---

* Метод уплотнения оснований резервуаров во время гидравлического испытания разработан согласно решению Техсовета Министерства нефтяной промышленности от 26.02.74 г. и на основании распоряжения Главтюменнефтегаза от 10 июня 1974 г.

Проектирование комбинированных искусственных оснований

5.3.8. Комбинированные искусственные основания применяются в случаях, когда какой-либо из рассмотренных типов искусственных оснований не обеспечивает развитие осадки в допустимых пределах. К комбинированным основаниям относятся:

- устройство песчаной подушки и уплотнение ступенчатой нагрузкой наполненного резервуара;

- уплотнение основания водопонижением и устройство песчаной подушки;

- устройство песчаной подушки в сочетании с уплотнением ступенчатой нагрузкой и глубинным водоотливом.

5.4. Дополнительные требования к технологии производства работ при отсыпке грунтовых насыпей

5.4.1. Технология производства работ при отсыпке грунтовых насыпей должна выполняться с учетом дополнительных требований Инструкции по устройству и контролю качества строительства земляных оснований для стальных вертикальных резервуаров в условиях Среднего Приобья.

5.4.2. Грунтовые насыпи под резервуары должны возводиться:

- только специализированными подразделениями строительных организаций с постоянным техническим контролем качества возводимых сооружений;

- при наличии проекта организации работ в максимально ускоренные сроки с учетом климатических условий;

- во избежание замачивания грунтов насыпей атмосферными осадками и грунтовыми водами, приводящего к их разуплотнению,

5.4.3. На основании проведенных Гипротюменнефтегазом натурных исследований слабоуплотненных местных грунтов, используемых в качестве насыпных оснований, нужное количество проходов для любого типа уплотняющей машины при постоянной влажности грунта, близкой к оптимальной, и необходимую толщину слоя в плотном теле от веса катка рекомендуется принимать по графикам рис. 5,6.

6. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕЗЕРВУАРОВ

6.1. Геодезические наблюдения за деформациями оснований и фундаментов вертикальных стальных резервуаров должны проводиться с учетом Рекомендаций по организации наблюдений за деформациями резервуаров и осадками оснований и требований настоящей Инструкции.

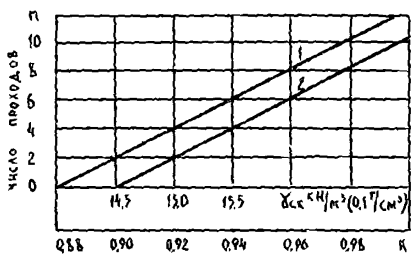

Рис. 5. Зависимость числа проходов катка от типа грунта при постоянной влажности, близкой к оптимальной: I - для связных грунтов; 2 - для несвязных грунтов

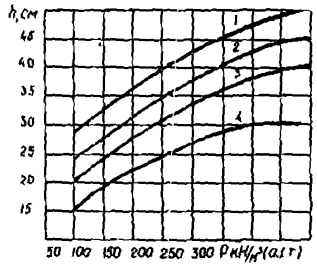

Рис. 6. Зависимость толщины слоя в плотном теле от веса катка: I – $\gamma_{сх}$ = I6,0 кн/м^3 (I,60 тс/м^3) для несвязных грунтов; 2 – $\gamma_{сх}$ = I6,5 кн/м^3 (I,65 тс/м^3) для несвязных грунтов; 3 – $\gamma_{сп}$ = I6,0 кн/м^3 (I,60 тс/м^3) для связных грунтов; 4 – $\gamma_{сх}$ = I6,5 кн/м^3 (I,65 тс/м^3) для связных грунтов

6.2. Геодезические наблюдения за деформацией оснований резервуаров должны проводиться в обязательном порядке, начиная с периода гидравлического испытания.

Периодичность и продолжительность геодезических наблюдений устанавливаются табл. II.

6.3. Допустимые отклонения наружного контура днища по высоте в период гидравлического испытания и эксплуатации представлены в табл. II.

6.4. При повышении отклонений отметок наружного контура днища допустимых величин необходимо произвести подбивку основания гидрофобным грунтом согласно Указаниям по изготовлению и монтажу вертикальных цилиндрических резервуаров для нефти и нефтепродуктов и Правилам и инструкциям по технической эксплуатации металлических резервуаров и очистных сооружений (М.:Недра, I977).

Таблица II

Конструкции резервуара, подлежащие нивелированию	Периодичность нивелирования		Примечание
	при гидравлическом испытании	при эксплуатации	
Окраска днища резервуара (нивелируется по периметру не реже чем через 6 м)	Один раз до заполнения резервуара. На каждой ступени заполнения резервуара два раза: в начале и в конце выдержки. Один раз после окончания гидравлического испытания (после слива воды из резервуара)	Ежеквартально в первый год эксплуатации. Один раз в год в последующие годы	Наблюдения за осадками эксплуатируемых резервуаров разрешается прекратить, если в течение трех циклов величина наблюдений будет находиться в пределах точности измерений
Днища резервуаров	Два раза (непосредственно до и после испытания)	Каждый раз во время очистных работ внутри резервуара	

6.5. Геодезическому наблюдению за осадкой подлежат все резервуары, независимо от конструкций оснований и фундаментов. При исследовании осадок оснований экспериментальных резервуаров методика наблюдений может разрабатываться проектной организацией.

6.6. Измерение вертикальных перемещений (осадок) резервуаров проводить нивелированием II класса. Средняя квадратичная ошибка для II класса нивелирования ± 2 мм.

6.7. Необходимое количество постоянных глубинных реперов, устанавливаемых в резервуарных парках, представлено в табл. I2.

6.8. Места установки реперов в резервуарном парке назначаются проектной организацией при разработке генерального плана площадки.

Таблица I2

Количество резервуаров	Количество устанавливаемых реперов
До 4	2
5-8	3
9-I2	4
Более I2	I репер на 4 резервуара

6.9. При геодезических наблюдениях за осадками оснований резервуаров необходимо вести специальный журнал наблюдений, который должен храниться у заказчика и являться частью технической документации на резервуар.

6.I0. Затраты на организацию наблюдений и их проведение в период гидравлического испытания, а также на установку реперов включаются в сводную смету на строительство резервуара.

РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ РЕЗЕРВУАРОВ

I. Осадка оснований резервуаров может быть определена методом послойного суммирования (модификации которого применительно к поставленной задаче изложены ниже), методом слоя ограниченной толщины с определением слоя конечной толщины по методике данной Инструкции.

2. При расчете деформаций основания резервуара необходимо учесть наличие или отсутствие фундаментного кольца под стенкой, а также давление на основание грунтов подсыпки. Расчет конечной осадки выполняется в предположении полного заполнения резервуара водой.

3. Для определения конечной осадки центра основания резервуара рекомендуется использовать метод послойного суммирования по СНиП 2.02.01-83 с определением величин дополнительных вертикальных нормальных давлений по формуле

$$P_{oz} = P\alpha \quad , \qquad (I)$$

где α – коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления, принимаемый по таблице прил. 2.

Величину сжимаемой толщи основания H_a допускается принимать на глубине, где сохраняется условие

$$P_{oz} = 0{,}2 P_{oz}$$

4. Для расчетов профиля конечной осадки в диаметральном направлении резервуаров рекомендуется упрощенная формула

$$S = a_{om} F \quad , \qquad (2)$$

где $a_{эт}$ – осредненное значение коэффициента относительной сжимаемости, определяемое по формуле (3);

F – площадь эпюры давлений P_{oz}, определенная для заданного положения расчетной вертикали и приведенная в табл. I, 2, 3 для резервуаров различных вместимостей.

Примечание. В табл. I значения F, H_a, $H_э$ приведены для двух значений объемного веса грунта $\gamma_в$ = 10 кн/м^3 (I,0 тс/м^3), $\gamma_в$ = 20 кн/м^3 (2,0 тс/м^3), т.е. при взвешивании в воде и без учета этого фактора

$$a_{эт} = \frac{2}{F H_э} \sum_{i=1}^{n} a_{oi} h_i \bar{z}_i \,, \qquad (3)$$

где $H_э$ – высота треугольной эквивалентной эпюры p_{oz};

h_i – мощность i-го слоя (в пределах от 0 до H);

$\bar{z}_i$ – расстояние от середины i-го слоя до $\bar{z} = H_э$.

Таблица I

Значения величин F, H_a, $H_э$ для резервуаров вместимостью 20 тыс.м^3

Величина	Объемн. масса грунта, кн/м^3 (тс/м^3)	Относительное расстояние z/R от центра резервуара								
		0	0,25	0,50	0,75	0,87	I,00	I,04	I,08	I,I7
F	20 (2,0)	2270	2225	203I	I626	I227	698	362	I55	-
кгс/см$^{-I}$	I0 (I,0)	2934	2878	2636	2I45	I570	I075	649	530	3I
H_a	20 (2,0)	2I00	2I00	2000	I700	I500	II50	II00	800	-
см	I0 (I,0)	3I00	3000	2800	2500	2300	2I00	2000	I800	600
$H_э$	20 (2,0)	6000	6000	4900	4500	3700	-	-	-	-
см	I0 (I,0)	6300	6200	5700	3600	2800	-	-	-	-

Таблица 2

Значения величин F, H_a, $H_э$ для резервуаров вместимостью 10 тыс.м^3

Величина	Относительное расстояние z/R от центра резервуара				
	0	0,5	0,75	0,9	1,0
F кгс/см$^{-1}$	1681	1497	1216	930	545
H_a см	1680	1570	1400	1250	1100
$H_э$ см	3400	3100	2500	1900	-

Таблица 3

Значения величин F, H_a, $H_э$ для резервуаров вместимостью 5 тыс.м^3

Величина	Относительное расстояние z/R от центра резервуара				
	0	0,5	0,75	0,9	1,0
F кгс/см$^{-1}$	1362	1236	998	770	504
H_a см	1430	1350	1240	1100	1000
$H_э$ см	2700	2400	2000	1800	-

5. Осадка кольцевого фундамента определяется методом суммирования, при этом дополнительные давления на основание P_{oz} вычисляются по формуле

$$P_{oz} = P_к(\alpha_2 - \alpha_1) = P_к L \quad , \qquad (4)$$

где α_1 и α_2 принимаются из таблицы прил. 2 для соответствующих величин R_1, R_2 (R_1 - внутренний, R_2 - внешний радиусы кольцевого фундамента);

L - коэффициент распределения давлений под кольцевым фундаментом стенки резервуаров различных емкостей, приведенный в табл. 4.

Значения коэффициента L

Глубина z, м	Величина L для кольцевых фундаментов шириной B		
	I м	2 м	3 м
0	I,000	I,000	I,000
I	0,54I	0,839	0,875
2	0,364	0,637	0,679
3	0,298	0,485	0,53I
4	0,2I5	0,364	0,42I
5	0,I75	0,287	0,346
6	0,I46	0,239	0,294
7	0,I26	0,208	0,260
8	0,I09	0,I83	0,230
9	0,099	0,I62	0,202
I0	0,092	0,I47	0,I84
I2	0,075	0,I24	0,I56
I4	0,065	0,I06	0,I36
I6	0,057	0,094	0,II6
I8	0,05I	0,082	0,I08
20	0,046	0,079	0,098

6. Конечная осадка точек днища резервуаров методом К.Е.Егорова с определением мощности активной зоны по методике ограничения сжимаемой толщи вычисляется по формуле

$$S = \left[2R \cdot P \sum_{i=1}^{n} \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}\right] \cdot M , \qquad (5)$$

где R – радиус резервуара;

P – среднее давление от веса залитой жидкости в резервуар, под давлением которой уплотняется грунт основания;

E_i – модуль деформации i -го слоя;

K_i – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундаментов и отношения H_p/R (H_p – расчетная сжимае-

мая толща, принимаемая равной величине активной зоны H_a), приведенной в табл. 5, для центра днища резервуара ($K = K_0$);

M – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений при наличии жесткого подстилающего слоя, приведенный в табл. 6.

Таблица 5

Значения коэффициентов K_0 для центра днища резервуара

H_p/R	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	2,0
K_0	0	0,05	0,10	0,16	0,21	0,26	0,31	0,36	0,41	0,46	0,5	0,72

Таблица 6

Значения коэффициента M

H_p/R	0,5	0,6	1	2	3	5
M	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

7. Величина H_p определяется:

– для однородного грунта

$$H_p = 2A W_{0p} \mathcal{D}_y \quad , \qquad (6)$$

где $2A W_{0p}$ – коэффициент для расчета осадки центра днища резервуара, принимаемый равным 1,221;

$\mathcal{D}_y$ – диаметр днища при условии полной загрузки основания, вычисляемый по формуле

$$\mathcal{D}_y = \mathcal{D}\sqrt{\frac{P}{R_p}} \quad , \qquad (7)$$

где R_p – расчетное давление на грунт основания, вычисляемое по СНиП 2.02.01-83;

$\mathcal{D}$ – диаметр резервуара;

Для слоистого напластования грунтов

$$H_p = \frac{H_{P_I}(H_2 - H_I) - H_I(H_{P_2} - H_{P_I})}{(H_2 - H_I) - (H_{P_2} - H_{P_I})}, \qquad (8)$$

H_{P_1}, H_{P_2} – вычисляются по формуле (6), где величина условного диаметра днища резервуара рассчитывается по формуле

$$D_y = K_1 K_2 D, \qquad (9)$$

где $K_1 = \sqrt{\frac{P}{R_p}}$ – коэффициент, учитывающий полноту загрузки основания;

$K_2 = \sqrt{\frac{a_{om}}{a_{o1}}}$ – коэффициент, учитывающий слоистый характер напластования;

a_{o1} – коэффициент относительной сжимаемости первого слоя под днищем резервуара;

a_{om} – коэффициент относительной сжимаемости в пределах H_p, вычисленный согласно схеме на рис. I по формуле

$$a_{om} = \frac{2}{H_p^2} \sum_{i=1}^{n} h_i a_{oi} z_i, \qquad (10)$$

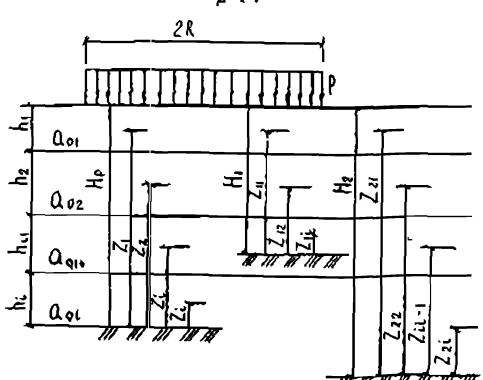

Рис. I. Схема вычисления a_{om} и H_p

где h_i – мощность i -го слоя в пределах расчетной сжимаемой толщи;

a_{oi} – коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя;

z_i – расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины рассматриваемого i -го слоя;

n – число слоев в пределах сжимаемой толщи;

H_1 , H_2 – значения сжимаемой толщи, заданные с соблюдением условия

$$H_1 \leq H_p \leq H_2. \qquad (11)$$

Для значений H_1 и H_2 по формуле (12) определяются a_{om_1} и a_{om_2}

$$a_{om_1} = \frac{2}{H_1^2} \sum_{i=1}^{n} h_{i_1} a_{oi} z_{i_1} \; ;$$
$$a_{om_2} = \frac{2}{H_2^2} \sum_{i=1}^{n} h_{i_2} a_{oi} z_{i_2} \qquad (12)$$

Вычисленные значения a_{om_1} и a_{om_2} используются для вычисления $\mathcal{D}_{y_1}$ и $\mathcal{D}_{y_2}$ по формуле (9), которая принимает вид:

$$\mathcal{D}_{y_1} = \mathcal{D}\sqrt{\frac{p}{R_p}} \cdot \sqrt{\frac{a_{om_1}}{a_{o1}}} \; ;$$
$$\mathcal{D}_{y_2} = \mathcal{D}\sqrt{\frac{p}{R_p}} \cdot \sqrt{\frac{a_{om_2}}{a_{o2}}} \qquad (13)$$

8. В случае, если по краю резервуара пройдено количество разведочных скважин, достаточное для определения разности осадок смежных точек края, осадка в каждой из точек, по которой известно инженерно-геологическое напластование грунтов, может быть определена с использованием табл. 7 для края днища на слое конечной толщи при $H = H_p$.

Таблица 7

Значения коэффициента K_I для края днища резервуара

H_p/R	0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0	2,0
K_I	0	0,025	0,05	0,075	0,I0	0,I3	0,I5	0,I7	0,I9	0,2I	0,23	0,38

Величина H_p вычисляется по приведенной выше методике с учетом реального напластования грунтов в рассматриваемой точке по контуру резервуара. Осадка края днища в этой точке вычисляется по формуле (5) с заменой К на K_I.

В случае малого объема инженерно-геологических изысканий средняя осадка края днища резервуара $S_к$ может быть определена по приближенной эмпирической формуле

$$S_к = 0{,}54\, S_o \,, \qquad (I4)$$

где S_o – осадка центра днища резервуара.

9. Средняя осадка кольцевого фундамента, лежащего на слое конечной толщины, рассчитывается по формуле

$$S_{фк} = 2R_2 P_к (1-\nu^2) \sum_{i=1}^{n} \frac{K_{icp(m,n)} - K_{i-1cp(m,n)}}{E_i} \,, \qquad (I5)$$

где $K_{cp(m,n)}$ – коэффициент осадки фундаментного кольца, определяемый из табл. 8, в зависимости от значений

$$m = \frac{R_1}{R_2} \quad и \quad n = \frac{H}{R_2} \,;$$

R_1, R_2 – внутренний и внешний радиусы фундаментного кольца;

H – слой конечной толщины, принимаемый равным H_p;

ν – коэффициент Пуассона;

$P_к$ – равномерно распределенная нагрузка по фундаментному кольцу, действующая от массы конструкций резервуара;

E_i – модуль деформации i –го слоя грунта.

Таблица 8

Значения коэффициентов $K_{ср}$ (m , n) для расчета осадки фундаментного кольца

$m = R_1/R_2$	$K_{ср}$ (m, n) при $n = H/R_2$						
	0	0,25	0,5	0,75	I,0	I,5	2,0
0,8	0	0,09I	0,I32	0,I58	0,I78	0,209	0,230
0,9	0	0,066	0,088	0,I0I	0,III	0,I26	0,I37
0,95	0	0,044	0,055	0,06I	0,066	0,07I	0,075
0,99	0	0,0I4	0,0I6	0,0I7	0,0I8	0,020	0,02I

Окончание табл.8

$m = R_1/R_2$	$K_{ср}$ (m, n) при $n = H/R_2$					
	0	3,0	4,0	5,0	I0,0	I5,0
0,8	0	0,257	0,273	0,282	0,303	0,323
0,9	0	0,I5I	0,I59	0,I64	0,I75	0,I86
0,95	0	0,079	0,083	0,086	0,090	0,093
0,99	0	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026

Примеры расчетов осадок оснований резервуаров

Пример I. Расчет конечной осадки центра основания резервуара вместимостью I0 тыс.м^3 (R = I7,2 м) методом послойного суммирования.

Исходные данные:

При изысканиях пройдена одна разведочная скважина в центре застройки. Характеристики свойств грунтов представлены в табл.9.

Характеристики грунтов

Вид грунта	Модуль деформации E, МПа (кгс/см^2)	Удельное сцепление грунта c, кН/м^2 (кгс/см^2)	Угол внутрен. трения φ, град.
Песок среднезернистый	20 (200)	0	26
Суглинок пылеватый	8 (80)	22 (0,22)	22
Супесь пылеватая тугопластичная	II (II0)	30 (0,30)	23
Суглинок пылеватый слоистый и неслоистый	23 (230)	24 (0,24)	23

Коэффициент $\alpha = f\left(\frac{z}{R}, \frac{r}{R}\right)$ находим по таблице прил. 2.

При вычислении границы сжимаемой толщи учитываем взвешивающее действие воды, принимая усредненное значение объемного веса грунта $\gamma_{0\,взв}$ = I0 кн/м^3 (I кгс/м^3). Схема расчета конечной осадки центра основания резервуара приведена на рис. 2.

Расчет осадки центра основания r/R = 0 сведен в табл. I0.

Таблица I0

Расчет осадки центра основания r/R = 0

Слой грунта	z, м	$m = \frac{z}{R}$	α	$p_{0z} = \alpha \cdot p_0$, МПа (т/м^2)	$p_{\sigma z} = \gamma z$, МПа (т/м^2)	$0{,}2\,\gamma z$, МПа (т/м^2)	s_0 см
Песок	0	0	I	0,I2(I2,0)	0	0	
E=20 МПа (200 кгс/см^2)	2	0,II6	0,985	0,II(II,8)			0,952
Суглинок пылеватый, ленточный	6	0,349	0,955	0,II5(II,5)	0,II(II,0)		
E=8 МПа (80 кгс/см^2)	II	0,640	0,829	0,099(9,95)		0,022(2,2)	I0,024

Окончание табл. II

Слой грунта	z_i, м	$m=\frac{z}{R}$	α	$\sigma_{zp}=\alpha P_0$, МПа (т/м²)	$\sigma_{zg}=\gamma z$, МПа (т/м²)	$0{,}2\gamma z$, МПа (т/м²)	S_i, см
Супесь пылеватая, тугопластичная	15	0,872	0,720	0,086(8,86)			
	20	I,I63	0,568	0,068(6,8I)	0,22(22,0)		6,4
E=II МПа (II0 кгс/см²)	22	I,279	0,5I3	0,062(6,I5)		0,044(4,4)	
Суглинок пылеватый E = 23 МПа (230 кгс/см²)	26	I,5I	0,430	0,052(5,I6)	0,26(26,0)	0,052(5,2)	0,79

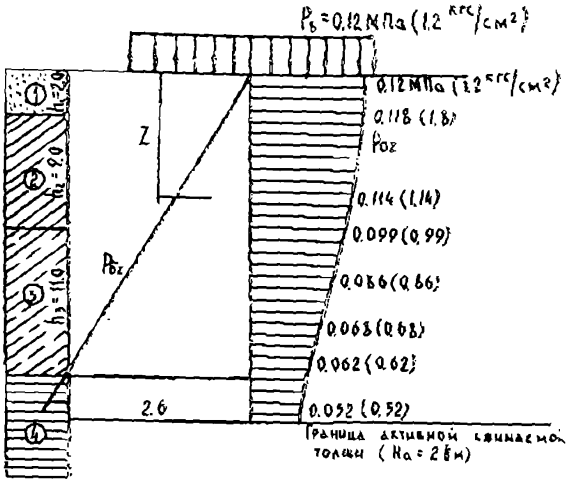

Рис. 2. Схема расчета конечной осадки центра основания резервуара: I - песок среднезернистый; 2 - суглинок пылеватый; 3 - супесь пылеватая, тугопластичная; 4 - суглинок пылеватый, слоистый и неслоистый

При определении нижней границы сжимаемой толщи используем условие СНиП 2.02.01-83 $P_{0z} = 0{,}2\ P_{bz}$. Для нашего случая H = 26 м.

В пределах активной зоны вычисляем осадку по методу послойного суммирования (СНиП 2.02.01-83).

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{p_{zi} \cdot h_i}{E_i} = 0{,}8 \frac{0{,}120 + 0{,}118}{2x20} \times 200 + \frac{0{,}118 + 0{,}115}{2x8} \times 400 +$$

$$+ \frac{0{,}115 + 0{,}099}{2x8} \times 500 + \frac{0{,}099 + 0{,}0086}{2xII} \times 400 + \frac{0{,}086 + 0{,}068}{2xII} \times$$

$$\times 500 + \frac{0{,}068 + 0{,}062}{2xII} \times 200 + \frac{0{,}062 + 0{,}52}{2x23} \times 400 = 0{,}8(I{,}I9 + 5{,}83 +$$

$$+ 6{,}70 + 3{,}37 + 3{,}50 + I{,}I8 + 0{,}987) = I8{,}2 \text{ см}.$$

Осадка основания резервуара для любой другой вертикали под днищем рассчитывается аналогично для соответствующего значения отношения r/R.

Пример 2. Расчет профиля конечной осадки резервуара в диаметральном направлении.

Расчет произведен для того же резервуара, что и в примере I. Давление по фундаментному кольцу P_K = 0,I8 МПа (I,8 кгс/см^2).

Осадку центра основания (r/R = 0) рассчитываем по формуле (2)

$$S_0 = a_{om} \cdot F.$$

Значения F принимаем по табл. 2 (для резервуара емкостью I0 тыс.м^3), при r/R = 0 F = I68I кгс/см$^{-I}$.

Значения a_{om} вычисляем по формуле (3) согласно схеме рис. 3,

где a_{o1} = 0,045 МПа$^{-I}$ (0,0045 см^2/кгс), h_1 = 200 см, z_1'=3300 см,

a_{o2} = 0,078 МПа$^{-I}$ (0,0078 см^2/кгс), h_2 = 900 см, z_2'=2750 см,

a_{o3} = 0,073 МПа$^{-I}$ (0,0073 см^2/кгс), h_3 =II00 см, z_3'=I750 см,

a_{o4} = 0,027 МПа$^{-I}$ (0,0027 см^2/кгс), h_4 =I200 см, z_4'= 600 см.

Согласно табл. 3 H_3 = 3400 см, тогда

$$a_{om} = \frac{1,8}{1681 \times 3400} (0.0045 \times 200 \times 3300 + 0,0078 \times 900 \times 2750 + 0,0073 \times$$

$\times 1100 \times 1750 + 0,0027 \times 1200 \times 600) = 0,01\,339$ см^2/кгс;

$S = 0,01339 \times 1681 = 22,51$ см.

2. Расчет осадок основания по другим расчетным вертикалям производится аналогично п.1 и приведен в табл. 11.

$$a_{om_1} = \frac{1,8}{1497 \times 3100} (0,0045 \times 200 \times 3000 + 0,0078 \times 900 \times 2450 +$$

$+ 0,0073 \times 1100 \times 1450 + 0,0027 \times 900 \times 450) = 0,01406$ см^2/кгс

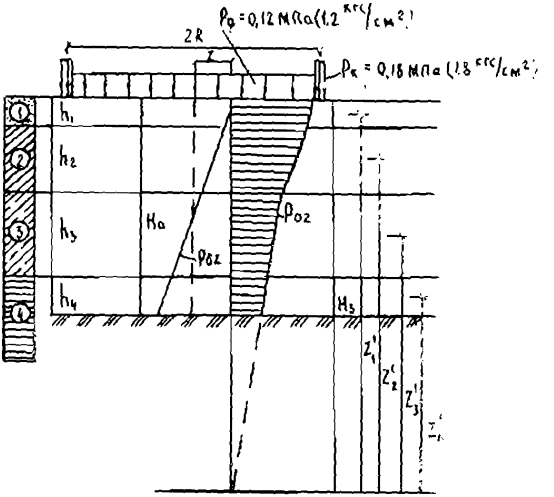

Рис. 3. Схема расчета конечной осадки резервуара в диаметральном направлении

$S_1 = a_{om_1} \cdot F_1 = 0,01406 \times 1497 = 21,05$ см;

$$a_{om_2} = \frac{1,8}{1216 \times 2500} (0,0045 \times 200 \times 2400 + 0,0078 \times 900 \times 1850 + 0,0073 \times$$

$\times 1100 \times 850 + 0,0027 \times 300 \times 150) = 0,01\,45$ см^2/кгс;

$$S_2 = a_{om_2} \cdot F_2 = 0{,}01454 \times 1216 = 17{,}68 \text{ см};$$

$$a_{om_3} = \frac{1{,}8}{930 \times 1900}(0{,}0045 \times 200 \times 1800 + 0{,}0078 \times 900 \times 1250 + 0{,}0073 \times 800 \times 400) = 0{,}01441 \text{ см}^2/\text{кгс},$$

$$S_3 = a_{om_3} \cdot F_3 = 0{,}01441 \times 930 = 13{,}40 \text{ см};$$

$$a_{om_4} = \frac{1}{H_0}\sum_{i=1}^{4} a_{oi} \cdot h_i = \frac{1}{1100}(0{,}0045 \times 200 + 0{,}0078 \times 900 + 0{,}0073 \times 720) =$$

$$= 0{,}01200 \text{ см}^2/\text{кгс},$$

$$S_4 = a_{om_4} \cdot F_4 = 0{,}01200 \times 545 = 6{,}53 \text{ см}.$$

Таблица II

Расчет осадок основания по вертикали

z/b	F кгс/см	H_2 см	H_0 см	h_1 см	h_2 см	h_3 см	h_4 см	z_1' см	z_2' см	z_3' см
0,5	1497	3100	1570	200	900	1100	900	3000	2450	1450
0,75	1216	2500	1400	200	900	1100	300	2400	1850	850
0,90	930	1900	1250	200	900	800	-	1800	1250	400
1,00	545	-	1100	200	900	720	-	1720	1170	360

Окончание табл. II

z/b	z_4' см	a_{om} см^2/кгс	S см
0,5	450	0,01406	21,05
0,75	150	0,01454	17,68
0,90	-	0,01441	13,40
1,0	-	0,01200	6,53

3. Расчет осадки фундаментного кольца.

Осадку фундаментного кольца рассчитываем методом послойного суммирования согласно СНиП 2.02.01-83 с определением дополнительного давления на основание P_{oz}' по формуле (4). $P_{oz}' \approx P_k \cdot L$

Значения α принимаем по табл. 4 в зависимости от ширины фундаментного кольца B (в нашем случае B = I м) и глубины расположения рассматриваемого слоя.

Вычисление значений σ'_{0z} и $\sigma_{бz}$ приводится в табл. I2.

Таблица I2

Вычисление значений σ'_{0z} и $\sigma_{бz}$

Слой грунта	z м	α м	$\sigma'_{0z} = \alpha \cdot p_к$ МПа (т/м^2)	$\sigma_{бz} = \gamma_0 z$ МПа (т/м^2)	$0{,}2\,\gamma_0 z$ МПа (т/м^2)	S см
Песок	0	I,0	0,I8(I8)	0	0	
E=20 МПа (200 кгс/см^2)	I	0,54I	0,097(9,7)	0,02(2)	0,004(0,4)	0,87
	2	0,364	0,065(6,5)	0,04(4)	0,008(0,8)	
Суглинок пылеватый ленточный	4	0,2I5	0,039(3,9)	0,08(8)	0,0I6(I,6)	
E=8 МПа (80 кгс/см^2)	6,3	0,I40	0,025(2,5)	0,I26 (I2,6)	0,025(2,5)	I.78

Осадка фундаментного кольца равна

$$S_{фк} = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi}\, h_i}{E_i} = 0{,}8 \left[\frac{0{,}I8+0{,}097}{2x20} \times I00 + \frac{0{,}097+0{,}065}{2x20} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}065+0{,}039}{2x8} \times 200 + \frac{0{,}039+0{,}025}{2x8} \right] \approx 230.$$

Профиль осадки основания резервуара в диаметральном направлении с учетом осадки фундаментного кольца приведен на рис. 4

4. Средняя осадка стенки резервуара определяется по формуле (5) настоящей Инструкции

$$S_{ст} = S_{кр} + S_{фк}.$$

В нашем случае $S_{кр} = S_ц$, тогда

$$S_{ст} = 6{,}53+2{,}65 = 9{,}I3 \approx 9{,}2 \text{ см}.$$

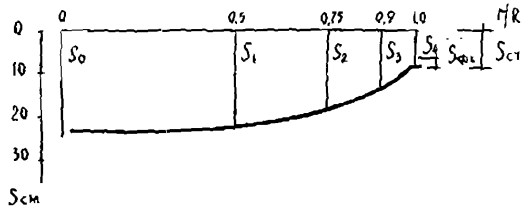

Рис. 4. Профиль осадки основания резервуара в диаметральном направлении

Пример 3. Расчет конечной осадки точек днища резервуара РВС-10 тыс.м^3 с определением мощности активной зоны методом ограниченной сжимаемой толщи.

Расчет произведен для того же резервуара, что и в примерах 1, 2.

1. Определение расчетного давления на основание R_p по СНиП 2.02.01-83 при $\eta = 0$ ($\varphi = 26^0$, А = 0,84, Д = 6,90).

$$R_p = \frac{m_1 \cdot m_2}{H_H}\left(A \cdot b \cdot \gamma_{II} + D c_{II}\right) =$$

$$= \frac{1,1 \times 1,1}{1,1}(0,84 \times 34,4 \times 18,6 + 6,90 \times 22) = 689,2 \text{ кн/м}^2 \ (68,92 \text{ тс/м}^2).$$

2. Определение величины расчетной сжимаемой толщи (H_p). Задаемся H_1 = 2000 см, H_2 = 3000 см (рис. 5). Вычисляем коэффициенты относительной сжимаемости в пределах заданных H_1 и H_2 по формуле (10).

$$a_{om_1} = \frac{2}{H_1^2}\sum_{i=1}^{n} h_{i1} a_{oi} z_{i1} = \frac{2}{2000^2}(200 \times 0,045 \times 1900 + 900 \times$$

$$\times 0,078 \times 1350 + 900 \times 0,073 \times 450) = 0,0706 \text{ МПа}^{-1} \ (0,00706 \text{ см}^2/\text{кгс});$$

$$a_{om_2} = \frac{2}{H_2^2}\sum_{i=1}^{n} h_{i2} a_{oi} z_{i2} = \frac{2}{3000^2}(200 \times 0,045 \times 2900 + 900 \times 0,078 \times 2350$$

$$+ 1100 \times 0,073 \times 1350 + 800 \times 0,027 \times 400) = 0,0685 \text{ МПа}^{-1} \ (0,00685 \text{ см}^2/\text{кгс})$$

Рассчитываем условный диаметр днища резервуара по формуле (9) $\mathcal{D}_y = K_1 K_2 D$;

$$K_1 = \sqrt{\frac{P_q}{R_p}} = \sqrt{\frac{1,20}{689,2}} = 0,42 \ ;$$

$$K_2 = \sqrt{\frac{a_{em}}{a_{o1}}} \ ; \ K_2' = \sqrt{\frac{a_{em_1}}{a_{o1}}} = \sqrt{\frac{0,0706}{0,045}} = 1,2465;$$

$$K_2'' = \sqrt{\frac{a_{em_2}}{a_{o1}}} = \sqrt{\frac{0,0685}{0,045}} = 1,2270;$$



Рис. 5. Схема определения расчетной сжимаемой толщи H_p

$\mathcal{D}_{y_1} = K_1 K_2' = 0,420 \times 1,246 \times 3440 = 1800$ см,

$\mathcal{D}_{y_2} = K_1 K_2'' = 0,420 \times 1,227 \times 3440 = 1772$ см.

Определяем величины расчетной сжимаемой толщи H_p по формуле (8), а H_{p1} и H_{p2} по формуле (6).

$H_{p_1} = 2AW_{cp}\mathcal{D}_{y_1} = 1,22 \times 1800 = 2198$ см,

$H_{p_2} = 2AW_{cp}\mathcal{D}_{y_2} = 1,22 \times 1772 = 2165$ см,

$$H_p = \frac{H_{p1}(H_2 - H_1) - H_1(H_{p2} - H_{p1})}{(H_2 - H_1) - (H_{p2} - H_{p1})} =$$

$$= \frac{2198\ (3000 - 2000) - 2000\ (2163 - 2198)}{(3000 - 2000) - (2163 - 2198)} = 2350 \text{ см}.$$

Условие выбора H_I и H_2 соблюдается ($H_I < H_p < H_2$).

3. Конечная осадка центра днища резервуара определяется по формуле (5).

$$S_o = 2RP\left[\sum_{i=1}^{n} \frac{K_{oi} - K_{oi-1}}{E_i}\right]M .$$

Примечание. В нашем случае коэффициент M = I (отсутствие несущего подстилающего слоя). При наличии жесткого подстилающего слоя $E \geq 100$ МПа (1000 кгс/см^2) коэффициент M принимается по табл. 6 в зависимости от отношения H_p/P. Для нашего случая определяем значения коэффициента K_{oi} (для центра резервуара) по табл. 5 в зависимости от отношения $\sum_{i=1}^{n} h_i/R$ в n долях толщи H_p.

Для первого слоя

$\frac{h_i}{R} = \frac{200}{1720} = 0,116$ по табл. 5, $K_{o1} = 0,0505$.

Для второго слоя

$\frac{h_1 + h_2}{R} = \frac{200+900}{1720} = 0,639$, $K_{o2} = 0,330$.

Для третьего слоя

$\frac{h_1 + h_2 + h_3}{R} = \frac{200+900+1100}{1720} = 1,279$, $K_{o3} = 0,566$.

Для четвертого слоя

$$\frac{H_p}{R} = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{R} = \frac{2348}{1720} = 1,365, \quad K_{o4} = 0,580.$$

Тогда конечная осадка центра днища резервуара согласно формуле (5) равна:

$$S_o = 2 \times 1720 \times 0,12 \left(\frac{0,0505}{20} + \frac{0,330 - 0,0505}{8} + \frac{0,566 - 0,330}{11} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,580 - 0,566}{23}\right) \times 1,0 = 24,62 \text{ см}.$$

садка края днища рассчитывается по формуле (5) с заме-

жициента К на K_I (по табл. 7). Значение K_p принимаем то

и при расчете осадки центра резервуара:

для первого слоя $K_{II} = 0,0287$,

для второго слоя $K_{I2} = 0,I58$,

для третьего слоя $K_{I3} = 0,275$,

для четвертого слоя $K_{I4} = 0,288$.

Примечание. Значения $\sum_{i=1}^{n} h_i/R$ и коэффициент М приняты те же, что и для центра резервуара.

Осадка края днища равна

$$S_{кр} = 2RP\left[\sum_{i=1}^{n}\frac{K_{Ii}-K_{I(i-1)}}{E_i}\right]M = 2\text{x}I740\text{x}0,I2\ (\frac{0,0287}{20} +$$

$$+\frac{0,I58-0,023}{8} + \frac{0,275-0,I58}{I0} + \frac{0,288-0,275}{23}) = I2,03 \text{ см}.$$

Примечание. Для случая малого объема инженерно-геологических изысканий ориентировочная средняя осадка края днища резервуара определяется по эмпирической формуле

$$S_{кр} = 0,54\,S_o\ ; \qquad S_{кр} = 0,54\text{x}24,62 = I3,29 \text{ см}.$$

5. Среднюю осадку фундаментного кольца $S_{фк}$ рассчитываем по формуле (I5), принимая в качестве равномерно распределенной нагрузки от веса стенок и кровли резервуара $P_к = 0,I8$ МПа ($I,80$ кгс/см^2), $R_1 = I6,6$ м, $R_2 = I7,6$ м, $m = \frac{R_1}{R_2} = 0,943$.

В зависимости от коэффициентов m и n определяем значения коэффициентов $K_{icp}(m,n)$ по табл. 8:

$$n_1 = \frac{h_1}{R_2} = \frac{200}{I760} = 0,II4, \qquad K_{1cp}(m,n) = 0,027;$$

$$n_2 = \frac{h_1+h_2}{R_2} = \frac{200+900}{I760} = 0,625, \qquad K_{2cp}(m,n) = 0,059;$$

$$n_3 = \frac{h_1+h_2+h_3}{R_2} = \frac{2200}{I760} = I,25, \qquad K_{3cp}(m,n) = 0,069;$$

$$\lambda_n = \frac{\lambda_p}{\lambda_1} = \frac{2348}{1760} = 1{,}33, \qquad \varepsilon_{ucp}(m,n) = 0.070.$$

Тогда $$S_{mk} = 2R_2 P_n (1-\nu)^2) \sum_{i=1}^{i} \frac{K_{1cp}(m,n) - K_{i-1cp}(m,n)}{\xi_i} =$$

$$= 2\text{x}1720\text{x}0{,}18\text{x}0{,}91 \left(\frac{0{,}027}{20} + \frac{0{,}059-0{,}027}{8} + \frac{0{,}069-0{,}059}{11} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}070-0{,}0089}{23}\right) = 3.64 \text{ см}.$$

6. Осадку стенки резервуара S_{sm} рассчитываем по формуле

$$S_{sm} = S_{kp} + S_{mk} = 12{,}03+3{,}64 = 15{,}67 \text{ см}.$$

Приложение

Расчетные коэффициенты

z/R	r/R												
	0,0	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0	I,I	I,2	I,3	I,4	I,5
0,00	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,I0	0,999	0,993	0,997	0,996	0,99I	0,976	0,900	0,484	0,083	0,0I7	0,006	0,002	0,00I
0,20	0,993	0,987	0,98I	0,970	0,947	0,890	0,747	0,468	0,20I	0,077	0,032	0,0I5	0,008
0,30	0,975	0,954	0,946	0,922	0,877	0,794	0,650	0,45I	0,26I	0,I36	0,07I	0.038	0,022
0,40	0,949	0,922	0,897	0,860	0,802	0,7I2	0,586	0,434	0,290	0,I79	0,I08	0,065	0,04I
0,50	0,906	0,867	0,840	0,796	0,732	0,646	0,538	0,4I8	0,302	0,207	0,I38	0,09I	0,060
0,60	0,864	0,8I3	0,779	0,732	0,670	0,59I	0,499	0,400	0,306	0,224	0,I60	0,II2	0,079
0,70	0,8I0	0,756	0,720	0,674	0,6I5	0,544	0,465	0,383	0,304	0,233	0,I75	0,I29	0,095
0,80	0,756	0,699	0,664	0,6I9	00,568	0,504	0,436	0,366	0,298	0,237	0,I85	0,I42	0,I08
0,90	0,70I	0,646	0,6II	0,570	0,522	0,467	0,409	0,349	0,29I	0,238	0,I9I	0,I5I	0,II9
I,00	0,646	0,593	0,562	0,525	0,482	0,434	0,384	0,332	0,282	0,235	0,I93	0,I57	0,I27
I,I0	0,596	0,547	0,5I8	0,484	0,446	0,405	0,36I	0,3I6	0,272	0,23I	0,I94	0,I6I	0,I32
I,20	0,547	0,502	0,477	0,447	0,4I4	0,377	0,339	0,300	0,262	0,226	0,I92	0,I62	0,I36
I,30	0,504	0,463	0,439	0,4I3	0,384	0,352	0,3I9	0,285	0,25I	0,2I9	0,I89	0,I62	0,I38

z/R	r/R												
	0,0	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0	I,I	I,2	I,3	I,4	I,5
I,40	0,46I	0,425	0,406	0,383	0,357	0,329	0,300	0,270	0,24I	0,2I2	0,I85	0,I6I	0,I38
I,50	0,425	0,393	0,357	0,355	0,332	0,308	0,282	0,256	0,230	0,205	0,I8I	0,I58	0,I36
I,60	0,390	0,362	0,347	0,330	0,3I0	0,288	0,266	0,243	0,220	0,I97	0,I76	0,I56	0,I37
I,70	0,36I	0,336	0,322	0,306	0,289	0,207	0,250	0,230	0,2I0	0,I90	0,I70	0,I52	0,I35
I,80	0,332	0,3II	0,290	0,285	0,270	0,254	0,236	0,2I8	0,200	0,I82	0,I65	0,I48	0,I32
I,90	0,308	0,289	0,275	0,266	0,253	0,238	0,223	0,207	0,I90	0,I75	0,I59	0,I44	0,I30
2,00	0,285	0,268	0,259	0,248	0,237	0,224	0,2I0	0,I96	0,I82	0,I67	0,I53	0,I40	0,I27
2,I0	0,265	0,250	0,24I	0,232	0,222	0,2I0	0,I98	0,I86	0,I73	0,I60	0,I47	0,I35	0,I23
2,20	0,246	0,233	0,226	0,2I8	0,208	0,I98	0,I87	0,I76	0,I65	0,I53	0,I42	0,I30	0,I20
2,30	0,230	0,2I8	0,2II	0,204	0,I96	0,I87	0,I77	0,I67	0,I57	0,I47	0,I36	0,I26	0,II6
2,40	0,2I4	0,203	0,I98	0,I9I	0,I84	0,I76	0,I68	0,I59	0,I50	0,I40	[illegible]	0,I22	0,II3
2,50	0,200	0,I9I	0,I86	0,I80	0,I74	0,I67	0,I59	0,I5I	0,I43	0,I34	0,I26	0,II7	0,I09
2,60	0,I87	0,I79	0,I75	0,I70	0,I64	0,I58	0,I5I	0,I44	0,I36	0,I28	0,I2I	0,II3	0,I05
2,70	0,I76	0,I69	0,I64	0,I60	0,I55	0,I49	0,I43	0,I36	0,I30	0,I23	0,II6	0,I09	0,I02
2,80	0,I65	0,I59	0,I55	0,I5I	0,I46	0,I4I	0,I36	0,I30	0,I24	0,II8	0,III	0,I05	0,099
2,90	0,I56	0,I50	0,I46	0,I43	0,I39	0,I34	0,I29	0,I24	0,II8	0,II3	0,I07	0,I0I	0,095
3,00	0,I48	0,I4I	0,I38	0,I35	0,I3I	0,I27	0,I23	0,II8	0,II3	0,I08	0,I03	0,097	0,092

С О Д Е Р Ж А Н И Е

I. Общие положения 3

2. Основные технические требования, предъявляемые к основаниям и фундаментам резервуаров 4

3. Состав и объем инженерно-геологических изысканий под резервуары 5

4. Расчет и проектирование фундаментов резервуаров 9

5. Способы улучшения оснований фундаментов резервуаров .. 23

6. Геодезические наблюдения за деформациями оснований и фундаментов резервуаров 30

Приложения

I. Расчет деформаций оснований резервуаров 34

2. Расчетные коэффициенты 54

Руководящие указания

Инструкция
по проектированию и устройству оснований
и фундаментов вертикальных стальных резервуаров
в условиях Среднего Приобья

РУ 05-85

Отв. за выпуск Т.И.Ковалева
Редактор Л.Н.Фефелова

Подписано в печать 1.04.86 г. Формат бумаги 60х84/16.
Объем 3 уч.-изд.л. Тираж 100 экз. Заказ № 816.

Ротапринт Гипротюменнефтегаза
625000, г.Тюмень, ул.Республики, 62

gost.e-ecolog.ru