Министерство энергетики и электрификации СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
Ордена Октябрьской Революции Всесоюзный Государственный проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт энергетических систем и электрических сетей
ЭНЕРГОСЕТЬПРОЕКТ

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОПОР И ФУНДАМЕНТОВ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ И РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫХ УСТРОЙСТВ ПОДСТАНЦИЙ НАПРЯЖЕНИЕМ ВЫШЕ 1 кВ

Раздел 6

ОСНОВАНИЯ

Одобрено научно-техническим советом института Энергосетьпроект
„25" июня 1975 года

30кл тм-т2

N 304тм-т2

МОСКВА-1976

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ОРДЕНА ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СИСТЕМ И ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ СЕТЕЙ
«ЭНЕРГОСЕТЬПРОЕКТ»

НОРМАТИВНЫЕ И ТЕХНИЧЕСКИЕ
МАТЕРИАЛЫ
ДЛЯ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИХ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ РАБОТ

№ 25/8-78

МОСКВА
08.08 1978 г.

СОДЕРЖАНИЕ О внесении изменений в Руководство, раздел 6, основания, № 3041тм-2

гл. инженер института Г.А.Илларионов

нач. технического отдела А.С.Зеличенко

Нач.сектора линий В.Г.Хотинский
Нач.строит.сектора Л.Э.Левин

ОСНОВАНИЕ исправление ошибок

В "Руководстве по проектированию опор и фундаментов линий электропередачи и распределительных устройств подстанций напряжением выше I кВ (раздел 6, основания) № 3041тм-2 уточнены формулировки и исправлены опечатки на страницах 7,20,22,29,33,34,37, 39,40,49,50,51,52,53,60,62,68,70,72,73,78,79,84,85,86,87,88,93.

Указанные страницы аннулируются, заменяются страницами с индексом "и".

Скорректированные страницы рассылаются ЦПК института в отделения, ОКП и в организации, которым рассылалась эта работа.

Приложение : указ. 28 страниц.

Подготовила
рук.гр.Попович И.В.
267-17-18

Рассылается по списку I

Изменения внесены 2.02.79

9317тм-25/8 л. 1/1.

[illegible]-255 [illegible]

Ордена Октябрьской Революции ВНИИ и НИИ Энергосетьпроект	МЕТОДИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ	
	Руководство по проектированию опор и фундаментов линий электропередачи и распределительных устройств подстанций напряжением выше I кВ. Раздел 6 Основания	ЭСП
		Взамен: I070тм, I07Iтм, I340тм, I562тм в части оснований.

Главный инженер института Энергосетьпроект
С.С.ЮЮТЯН

Главный инженер Северо-Западного отделения
И.М.НОСОВ

Начальник технического отдела
А.С.ЗЕЛИЧЕНКО

Начальник технического отдела
Г.Л.КОРОВОВ

Главный специалист
Е.М.БУХАРИН
Ю.А.ГАБЛИЯ

Зав.НИЛИЭС
А.И.КУРНОСОВ

Разработано Северо-Западным отделением института Энергосетьпроект	Согласовано институтом Сельэнергопроект I5 декабря I976 г. письмом № 7-II/I375	Срок введения в действие I марта I977 г.
		3041тм-т2

В разработке участвовали:

Зав. НИЛКЭС	А.И.КУРНОСОВ
Зав. группы	Н.И.ШВЕЦОВА
Главный специалист	Ю.А.ГАБЛИЯ
Начальник технического отдела	В.В.ГАЛЬПЕРИН
Старший инженер,	А.В.ГОРЕЛОВ

СОСТАВ " РУКОВОДСТВА"

		№№
Раздел I.	Общие положения	3534тм - тI
Раздел 2.	Сочетания нагрузок, нормативные и расчетные нагрузки.	3534тм - тI
Раздел 3.	Стальные конструкции.	3534тм - т2
Раздел 4.	Железобетонные конструкции	3041тм-тI
Раздел 5.	Деревянные конструкции	3340тм-тI
Раздел 6.	Основания	3041тм-т2
Раздел 7.	Свайные фундаменты	3041тм-т3

А Н Н О Т А Ц И Я

Раздел " Основания" "Руководства по проектированию опор и фундаментов линий электропередачи и распределительных устройств подстанций напряжением выше I кВ" разработан в развитие главы СНиП П-I5-74 "Основания зданий и сооружений" с учетом требований главы СНиП П-8-74 " Строительные конструкции и основания".

Настоящий раздел составлен на основе расчетных положений, принятых в работах I562тм, I066тм, I070тм, I07Iтм, I340 тм и приведен в соответствие с требованиями главы СНиП П-I5-74.

При составлении раздела " Основания" использованы результаты исследований, выполненных лабораторией механики грунтов НИИОСП им. Н.М.Герсеванова под руководством к.т.н. А.С. Канаяна и некоторых других исследований и разработок.

Работа выполнена в лаборатории конструкций электросетевого строительства Северо-Западного отделения.

Способ расчета подножников на горизонтальную силу разработан к.т.н. А.И.Куриссовым.

Часть материала по расчету свободностоящих этоек на опрокидывание подготовлена ст.инж.А.В.Горелсвым.

Материал к подразделу " Некоторые рекомендации по устройству фундаментов в поймах" составлен Ю.А.Габлия.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Общие указания	7
Проектирование оснований грибовидных фундаментов и анкерных плит	I2
Расчет по деформациям	
а) на сжатие	I2
б) на выдергивание	23
в) на горизонтальную силу	27
Расчет по несущей способности	34
Расчет свободностоящих стоек на опрокидывание	6I
Расчет оснований стоек, работающих на осевую сжимающую нагрузку	88
Расчет устойчивости фундаментов в пучинистых грунтах	94
Проектирование фундаментов на просадочных грунтах	I05
Некоторые рекомендации по проектированию фундаментов в поймах	I08
Приложение I. Таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов	I29
Приложение 2. Таблица значений R_s	I35
Приложение 3. Таблица коэффициента α	I37
Приложение 4. Таблица расчетных коэффициентов трения каменной или бетонной кладки по грунту f	I39

Общие указания

6.1 Проектирование оснований опор ВЛ и ОРУ должно производиться в соответствии с указаниями главы СНиП II-15-74 "Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования" и с указаниями настоящего раздела

При пользовании "Руководством" должны учитываться все изменения, вносимые в главу СНиП II-15-74 после выхода данного раздела "Руководства"

6.2. Проектирование оснований фундаментов опор ВЛ и ОРУ подстанций производится на основе данных инженерно-геологических, гидрогеологических и гидрологических изысканий и климатических условий района строительства в соответствии с действующими на фундаменты нагрузками.

6.3 Наименование грунтов оснований принимается согласно номенклатуре грунтов, установленной главой СНиП II-15-74.

6.4. Основания опор ВЛ и ОРУ подстанций расчитываются по двум группам предельных состояний:

по первой группе - по несущей способности

по второй группе - по деформациям

6.5. Расчет конструкций фундаментов и их элементов по первой и второй группам предельных состояний производится согласно требованиям соответствующих норм и правил проектирования и разделов настоящего "Руководства".

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

6.I. Проектирование оснований опор ВЛ и ОРУ должно производиться в соответствии с указаниями главы СНиП II-I5-74 " Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования" и с указаниями настоящего раздела.

При пользовании "Руководством" должны учитываться все изменения, вносимые в главу СНиП II-I5-74 после выхода данного раздела "Руководства".

6.2. Проектирование оснований фундаментов опор ВЛ и ОРУ подстанций производится на основе данных инженерно-геологических, гидрогеологических и гидрологических изысканий и климатических условий района строительства в соответствии с действующими на фундаменты нагрузками.

6.3. Наименование грунтов оснований принимается согласно номенклатуре грунтов, установленной главой СНиП II-I5-74.

6.4. Основания опор ВЛ и ОРУ подстанций расчитываются по двум группам предельных состояний -по несущей способности и по деформациям.

6.5. Расчет конструкций фундаментов и их элементов по первой и второй группам предельных состояний производится согласно требованиям соответствующих норм и правил проектирования и разделов настоящего" Руководства".

Аннулировано
Заменен на УП.
НиТМ № 25/8-78 от 8.09.78.

6.6. Расчет оснований по деформациям выполняется во всех случаях, когда основание сложено несвальными грунтами. Расчет оснований по несущей способности выполняется при действии вертикальных выдергивающих сил, горизонтальных нагрузок, а также во всех случаях, когда основание сложено скальными грунтами или глинистыми при консистенции более 0,75 с учетом возможного нестабилизированного состояния грунта в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

6.7. Нагрузки и воздействия, передаваемые на основание фундаментами, должны определяться с учетом совместной работы фундамента и основания.

6.8. Расчет оснований по деформациям выполняется на сочетание нормативных нагрузок в нормальных и аварийных режимах работы. Определение режимов работы, нормативных и расчетных нагрузок, а также их сочетаний, приведено в разделе 2 " Руководства".

6.9. Расчет оснований по несущей способности, по устойчивости на опрокидывание и выдергивание фундаментов выполняется на основные сочетания расчетных нагрузок в нормальном режиме и особое сочетание расчетных нагрузок в монтажном и аварийном режимах работы.

6.10. Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющих несущую способность и деформации основания являются прочностные и деформационные характеристики грунтов.

угол внутреннего трения φ , удельное сцепление C , модуль деформации грунтов E .

6.II. Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов определяются в соответствии с указаниями гл.СНиП II-I5-74 и представляются в материалах по инженерно-геологическим изысканиям с обязательным указанием способа получения этих характеристик.

6.I2. Все расчеты оснований выполняются с использованием расчетных характеристик грунтов A , которые определяются по формуле

$$A = \frac{A^{н}}{K_{г}} \qquad (6.I)$$

где $A^{н}$ - нормативное значение данной характеристики грунта,

$K_{г}$ - коэффициент безопасности по грунту.

6.I3. Коэффициент безопасности $K_{г}$, при вычислении расчетных значений прочностных характеристик грунта (удельного сцепления C и угла внутреннего трения φ), а также его объемного веса (γ) принимается:

при расчете по деформациям, если используются нормативные значения характеристик, приведенных в табл. I,2

Приложения I, равным 1 ;

при использовании иных статистически обоснованных таблиц характеристик грунтов, значения $K_{г}$ должны устанавливаться

на основании результатов обработки данных, используемых для составления этих таблиц ;

при расчете по несущей способности K_r принимается по табл. 6.I

Таблица 6.I

Наименование грунта	" K_r "		
	объемного веса γ	угла внутреннего трения φ	удельного сцепления C•
Песчаные грунты	I,0	I,I	4,0
Супеси при $J_L \leq 0{,}25$, суглинки и глины при $J_L \leq 0{,}5$	I,0	I,I	2,4
Супеси при $J_L > 0{,}25$, суглинки и глины при $J_L > 0{,}5$	I,0	I,I	3,3

6.I4. Расчетные значения характеристик грунта φ, C и γ для расчетов по несущей способности обозначаются φ_I, C_I и γ_I, а для расчетов по деформациям - φ_{II}, C_{II} и γ_{II}

6.I5. Расчетные значения прочностных характеристик песчаных и глинистых грунтов в обратной засыпке принимаются равными:

$$\varphi_з = 0{,}8\left(\varphi_I , \varphi_{II}\right) \qquad (6.2)$$

$$C_з = 0{,}5\left(C_I , C_{II}\right) \qquad (6.3)$$

6.16. Нормативное значение объемного веса грунта обратной засыпки $\gamma_з^н$ при расчете оснований опор, воспринимающих выдергивающие нагрузки, допускается принимать по табл. 6.2.

Таблица 6.2

Способ уплотнения грунта обратной засыпки	Объемный вес $\gamma_з^н$ тс/м3	
	грунт в состоянии природной влажности	с учетом взвешивающего действия воды
Ручное уплотнение	I,55	I,0 / 0,8
Механическое уплотнение	I,7	I,I / 0,9

Примечание: В числителе дроби объемный вес глинистых грунтов, в знаменателе - песчаных

Объемный вес грунта с учетом всвешивающего действия воды вычисляется по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} \qquad (6.4)$$

где γ_s - удельный вес грунта ;

γ_w - удельный вес воды, принимаемый равным I тс/м3;

e - коэффициент пористости грунта, природного сложения и влажности.

Объемный вес тела фундамента, взвешенного водой, принимается равным

$$\gamma_{\phi,\ell} = \gamma_{\phi} - \gamma_{w} \qquad (6.5)$$

где γ_w – тоже, что в формуле (6.4)

γ_{ϕ} – объемный вес материала фундамента

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ГРИБОВИДНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И АНКЕРНЫХ ПЛИТ

Расчет по деформациям

а) на сжатие

6.17. Требование расчета по деформациям сводится к выполнению неравенства.

$$S \leq S_{пр} \qquad (6.6)$$

где S – величина деформации, определяемая расчетом;

$S_{пр}$ – предельно допустимая величина деформации основания

Величины $S_{пр}$ приведены в табл. 6.3.

6.18. При расчете деформаций среднее давление на основание под подошвой фундамента от нагрузок, указанных в п.6.8 настоящего раздела, не должно превышать расчетного давления на основание R тс/м^2, определяемого по формуле

$$R = \frac{m_1 m_2}{K_н}\left(A a \gamma_{I} + B h_n \gamma_{s,II} + D C_{II}\right) \qquad (6.7)$$

где m_1, m_2 – коэффициенты условий работы грунтового основания и условий работы сооружения во взаимодействии с основанием, принимаемые:

m_1 по табл. 6.4

$m_2 = 1$

Таблица 6.3

Вид опор	Предельные деформации оснований опор $S_{пр}$		
	Осадки отдельных блоков фундамента, см	Крен отдельного фундамента	Средняя осадка (см.)
I. Нормальные промежуточные	0,003 В	0,003	-
2. Нормальные анкерные и анкерно-угловые с разностью и без разности тяжений, промежуточные, угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025 В	0,0025	-
3. Специальные переходные	0,002 В	0,002	20

Примечание: В - расстояние между осями выдергиваемого и сжатого блоков фундамента в направлении действия горизонтальной силы; в опорах с оттяжками за "В" принимается расстояние между осями сжатого фундамента и анкера, работающего на выдергивание.

$K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый равным:
$K_н = 1{,}1$ – при использовании нормативных характеристик грунтов, полученных косвенно по справочным таблицам ; $K_н = 1$ при использовании нормативных характеристик грунтов, полученных по результатам непосредственных испытаний;

A, B и D – безразмерные коэффициенты, зависящие от величины расчетного значения угла внутреннего трения, принимаемые по табл. 6.5;

a – сторона квадратной или меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента, м ;

$h_п$ – глубина заложения фундамента от уровня планировки, м;

$\gamma_{з,н}$ – среднее расчетное значение объемного веса грунта выше отметки заложения фундамента, с учетом взвешивающего действия воды при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента, принимаемое по указаниям пп. 6.12 и 6.16, тс/м^3;

$\gamma'_{н}$ – то же, залегающего ниже подошвы фундамента в пределах сжимаемой толщи , в тс/м^3

$C_н$ – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, тс/м2.

Примечания:

1. Для подошвы фундамента в форме круга или многоугольника значение "а" принимается равным $\sqrt{F}$, где

$$tg\psi = tg\varphi_I + \frac{C_I}{\sigma} = 0{,}384 + \frac{0{,}875}{10} = 0{,}471 \quad - \quad \psi = 25^\circ$$

по табл 9 - $C_{og} = 0{,}092$

$$K_{og} = 1 + C_{og}\frac{h}{b_0} = 1 + 0{,}092\,\frac{3}{0{,}545} = 1{,}5$$

расчетная ширина стойки b

$$b = b_0 K_{og} = 0{,}545 \cdot 1{,}5 = 0{,}817 \text{ м}$$

коэффициенты пассивного давления m и m_c

$$m = \gamma_I tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right) = 1{,}95\, tg^2\left(45^\circ + \frac{21^\circ}{2}\right) = 4{,}09 \text{ тс/м}^3$$

$$m_c = 2C_I tg\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right) = 2 \cdot 0{,}875\, tg\left(45^\circ + \frac{21}{2}\right) = 2{,}55 \text{ тс/м}^2$$

$$U = \frac{mbh^2}{2} = \frac{4{,}09 \cdot 0{,}817 \cdot 3^2}{2} = 15 \text{ тс}$$

$$\eta = \frac{m_c}{mh} = \frac{2{,}55}{4{,}09 \cdot 3} = 0{,}21$$

$$\alpha = \frac{H}{h} = \frac{20}{3} = 6{,}67$$

$$f_N = \frac{f \cdot N}{U} = \frac{0{,}35 \cdot 8}{15} = 0{,}19$$

$$f_\alpha = \frac{f \cdot b_0}{2h} = \frac{0{,}35 \cdot 0{,}545}{2{,}3} = 0{,}032$$

$$\omega = 1 - 0{,}03C_I = 1 - 0{,}03 \cdot 0{,}875 = 0{,}974$$

Выдан взамен 304Iтм-т2-85

F -площадь подошвы фундамента.

2. При глубине заложения фундамента менее I м для вычисления R в формулу (6.7) подставляется h =I м, кроме случая, когда основанием являются водонасыщенные пылеватые пески и глинистые грунты с консистенцией $J_L > 0{,}5$, при котором принимается фактическая глубина заложения.

3. Определение расчетного давления для оснований, сложенных рыхлыми песками, должно выполняться на основе специальных исследований.

6.I9.Наибольшее давление на грунт под краем подошвы фундамента при действии вертикальной сжимающей и двух горизонтальных нагрузок, действующих в плоскостях симметрии, параллельных сторонам подошвы, не должно превышать I,2 R для каждой горизонтальной нагрузки, учитываемой независимо совместно с вертикальной.

6.20. При наличии в пределах сжимаемой толщи слоя грунта меньшей прочности, чем вышележащие слои, размеры фундамента должны удовлетворять условию:

$$R_z \geqslant (P_{oz} + P_{\delta z}) \qquad (6.8)$$

где R_z - расчетное давление на кровлю грунта пониженной прочности (расположенную на глубине z), вычисленное по формуле (6.7) для условного фундамента шириной a_z

$$a_z = \sqrt{F_z + l_z^2} - l_z$$

Аннулировано
Заменено на 15и.
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

Лист 15 не аннулирован. Аннулируется лист 85!!!

Таблица 6.4

Виды грунтов	Коэффициент m_1
I. Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные грунты, кроме мелких и пылеватых	I,4
2. Пески мелкие:	
а) сухие и маловлажные	I,3
б) насыщенные водой	I,2
3. Пески пылеватые:	
а) сухие и маловлажные	I,2
б) насыщенные водой	I,I
4. Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем и глинистые грунты с консистенцией $J_L \leq 0,5$	I,2
5. То же, с консистенцией $J_L > 0,5$	I,I

Таблица 6.5

Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ_I в град.	Значения коэффициентов A	B	D
0	0	I,00	3,I4
2	0,03	I,I2	3,32
4	0,06	I,25	3,5I
6	0,I0	I,39	3,7I
8	0,I4	I,55	3,93
I0	0,I8	I,73	4,I7
I2	0,23	I,94	4,42
I4	0,29	2,I7	4,69
I6	0,36	2,43	5,00
I8	0,43	2,72	5,3I
20	0,5I	3,06	5,66
22	0,6I	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	I,I5	5,59	7,95
32	I,34	6,35	8,55
34	I,55	7,2I	9,2I
36	I,8I	8,25	9,98
38	2,II	9,44	I0,80
40	2,46	I0,84	II,73
42	2,87	I2,50	I2,77
44	3,37	I4,48	I3,96
45	3,66	I5,64	I4,64

$$F_z = \frac{N}{P_{oz}} \qquad l_z = \frac{l - a}{2}$$

F_z – площадь условного фундамента,

N – нагрузка, передаваемая фундаментом на основание,

l и a – соответственно длина и ширина проектируемого фундамента ;

P_{oz} – дополнительное давление от фундамента на глубине z, вычисляемое по формуле:

$$P_{oz} = \alpha (P_{cp} - P_{\delta}) \qquad (6.9)$$

P_{cp} – среднее давление под подошвой фундамента;

P_{δ} – природное давление на уровне подошвы фундамента ;

α – коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте, в зависимости от относительной глубины $m = \frac{2z}{a}$, формы подошвы фундамента и для прямоугольного фундамента от отношения его сторон $n = \frac{l}{a}$, принимаемый по таблице Приложения 3.

6.21. Расчет осадок оснований отдельных блоков фундаментов опор производится на основе модели линейно-деформируемой среды методом послойного суммирования.

6.22. Определение осадки методом суммирования производится по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i h_i}{E_i} \qquad (6.10)$$

где S – конечная (стабилизированная) осадка фундамента;

n - число слоев, на которое делится по глубине сжимаемая толща основания ;

h_i - толщина i-го слоя ;

E_i - модуль деформации i-го слоя грунта ;

P_i - среднее дополнительное (к природному) давление в i-ом слое грунта, равное полусумме дополнительных давлений (P_{oz}) на верхней и нижней границах этого слоя;

$\beta = 0,8$ - безразмерный коэффициент.

6.23. Рекомендуется следующий порядок определения конечной осадки по формуле 6.10 в соответствии со схемой на рис. 6.1

1. сжимаемая толща грунта разбивается на слои в соответствии с литологическим напластованием грунтов ;

2. определяется дополнительное давление на грунт P_o по подошве фундамента

$$P_o = P_{cp} - P_\delta \qquad (6.11)$$

где P_{cp} - среднее фактическое давление под подошвой фундамента;

P_δ - природное (бытовое) давление в грунте на уровне подошвы фундамента.

3. Определяется дополнительное давление на границах слоев

$$P_{ozi} = \alpha_i P_o \qquad (6.12)$$

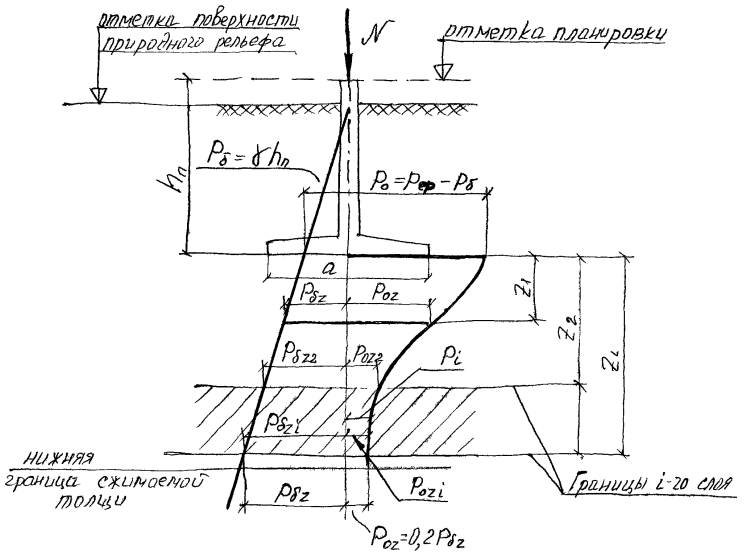


Рис 6.1 Схема к определению осадки

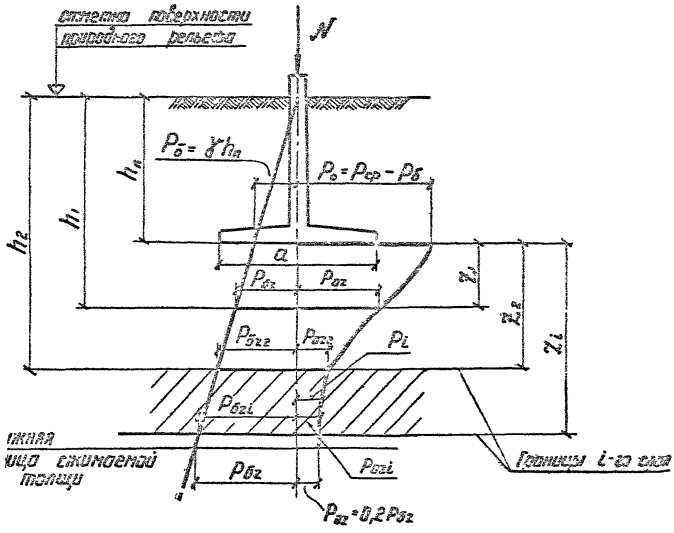


Рис.6.1 Схема к определению осадки

Аннулировано
Заменено на 20 и
НиТМ N 25/8-78 от 8.08.78.

где α_i - по таблице Приложения 3 в зависимости от относительной глубины расположения слоя $\bar{z}_i$ и отношения $n = \frac{\ell}{a}$;

4. Определяется нижняя граница сжимаемой толщи по соотношению ;

$$P_{oz} = 0.2\, P_{\delta z} \qquad (6.13)$$

Если найденная граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта с модулем деформации $E < 50$ кгс/см2 или, если такой слой залегает непосредственно ниже этой границы, он должен быть включен в состав сжимаемой толщи. В этих случаях граница сжимаемой толщи ограничивается соотношением

$$P_{oz} = 0.1\, P_{\delta z} \qquad (6.14)$$

5. Определяется среднее дополнительное давление в каждом i- ом слое грунта P_i , в пределах сжимаемой толщи:

$$P_i = \frac{P_{ozi} + P_{oz(i+1)}}{2} \qquad (6.15)$$

6. Производится суммирование по формуле 6.10.

6.24. Крен фундаментов узкобазых опор (опор на сплошном фундаменте) от действия момента в плоскости подошвы фундамента определяется по формулам:

а) в направлении большей стороны фундамента:

$$tg\beta_\ell = \frac{1-\mu_{cp}^2}{E_{cp}}\, K_\ell \frac{M_\ell}{\left(\frac{\ell}{2}\right)^3} \qquad (6.16)$$

б) в направлении меньшей стороны фундамента:

$$tg\,\beta_a = \frac{1-\mu_{ср}^2}{E_{ср}} K_a \frac{M_a}{\left(\frac{a}{2}\right)^3} \qquad (6.17)$$

где M_a и M_ℓ – моменты относительно соответствующих центральных осей подошвы фундамента, кгс/см

$E_{ср}$, $\mu_{ср}$ – соответственно модуль деформации кгс/см² и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;

K_a и K_ℓ – коэффициенты, определяемые по табл. 6.6 в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента

Примечание. Крен раздельных сборных фундаментов опор не определяется.

Таблица 6.6

	Коэффициенты K_ℓ и K_a в зависимости от соотношения сторон прямоугольного фундамента $n=\frac{\ell}{a}$, равного					
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0
K_ℓ	0,50	0,71	0,83	0,97	1,1	1,44
K_a	0,50	0,39	0,33	0,25	0,19	0,13

6.25. Расчет оснований нормальных опор по деформациям считается удовлетворенным и величина осадки может не определяться, если фактическое среднее давление на грунт под фундаментами опор ВЛ или ОРУ не превышает R_s по табл.

б) в направлении меньшей стороны фундаменты:

$$tg\,\beta_a = \frac{1-\mu_{cp}^2}{E_{cp}} K_a \frac{M_a}{\left(\frac{a}{2}\right)^3} \qquad (6.17)$$

где M_a и M_ℓ – моменты относительно соответствующих центральных осей подошвы фундамента, кгс/см

E_{cp}, μ_{cp} – соответственно модуль деформации кгс/см2 и коэффициент Пауссона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;

K_a и K_ℓ – коэффициенты, определяемые по табл. 6.6 в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента

Примечание. Крен раздельных сборных фундаментов опор не определяется.

Таблица 6.6

	Коэффициенты K_ℓ и K_a в зависимости от соотношения сторон прямоугольного фундамента $n=\frac{\ell}{a}$, равного					
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0
K_ℓ	0,55	0,71	0,83	0,97	1,1	1,44
K_a	0,55	0,39	0,33	0,25	0,19	0,13

6.25. Расчет оснований нормальных опор по деформациям считается удовлетворенным и величина осадки может не определяться, если фактическое среднее давление на грунт под фундаментами опор ВЛ или ОРУ не превышает R_s по табл.

Аннулировано
заменено на 22 И.
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78

Приложения 2 и при этом основание сложено горизонтальными, выдержанными по толщине слоями перечисленных ниже вариантов грунтовых условий:

I. Крупнообломочные при содержании песчаного заполнителя менее 40% и глинистого менее 30%;

2. пески, любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности ;

3. пески любой крупности, только плотные ;

4. пески любой крупности, только средней плотности ;

5. супеси, суглинки и глины при консистенции $J_L < 0,5$ и коэффициенте пористости e в диапазоне 0,4–0,9

6. То же, при коэффициенте пористости e =0,5–I,0.

7. Песчаные грунты при $e < 0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами моренного происхождения при $e < 0,7$ и $J_L < 0,5$, независимо от порядка их залегания.

б) На выдергивание

6.26. Основания грибовидных фундаментов опор ВЛ и ОРУ при действии выдергивающей силы проверяются по формуле

$$N_в^н \leq m R_з F_о + q_{dф} \qquad (6.18)$$

где $N_в^н$ – выдергивающая сила от нормативных нагрузок, передаваемая на фундамент , тс ,

m – коэффициент условий работы принимаемый по указаниям п. 6.28.

$R_з$ – расчетное давление на грунт засыпки, принимаемое по табл. 6.7, тс/м2,

Таблица 6.7

Вид опоры	Относительное заглубление $\frac{h}{a}$, $\frac{H_0}{a}$	Значения R_3 в кгс/см2 для грунтов			
		Глинистых при консистенции $J_L \leq 0,5$		Песков в средней крупности и мелких маловлажных и влажных $G \leq 0,8$	
		при объемном весе грунта засыпки тс/м3 ($\gamma_3^н$)			
		I,55	I,7	I,55	I,7
I. Нормальные промежуточные прямые	0,8	0,32 / 0,36	0,36 / 0,40	0,32 / 0,40	0,40 / 0,48
	I,0	0,40 / 0,45	0,45 / 0,50	0,40 / 0,50	0,50 / 0,60
	I,5	0,50 / 0,55	0,60 / 0,65	0,50 / 0,60	0,60 / 0,75
	2,0	0,60 / 0,70	0,85 / I,05	0,70 / 0,80	0,85 / I,05
	2,5	-	I,00 / I,20	-	I,00 / I,20
2. Нормальные анкерные и анкерно-угловые с разностью и без разности тяжений, промежуточные угловые, порталы открытых распредустройств	0,8	0,24 / 0,28	0,32 / 0,36	0,28 / 0,32	0,36 / 0,40
	I,0	0,30 / 0,35	0,40 / 0,45	0,35 / 0,40	0,43 / 0,50
	I,5	0,40 / 0,45	0,50 / 0,55	0,45 / 0,50	0,55 / 0,60
	2,0	0,50 / 0,55	0,65 / 0,70	0,55 / 0,60	0,65 / 0,70
	2,5	-	0,75 / 0,80	-	0,75 / 0,80

Продолжение таблицы 6.7

Вид опоры	Относительное заглубление $\frac{h}{a}$; $\frac{H_0}{a}$	Значения $R_з$ в кгс/см2 для грунтов при объемном весе грунта засыпки тс/м3 ($\gamma_з^н$)			
		Глинистых при консистенции $J_L \leq 0,5$		Пески в средней крупности и мелких маловлажных и влажных $G \leq 0,8$	
		I,55	I,7	I,55	I,7
3. Специальные	0,8	-	0,28	-	0,28
	I,0	-	0,35	-	0,35
	I,5	-	0,45	-	0,45
	2,0	-	0,55	-	0,55

Примечания:

I. В числителе приведены значения $R_з$ для грибовидных фундаментов, а также для анкерных плит опор с оттяжками, стойки которых заделены в грунте; в знаменателе - для анкерных плит при стойках опор, шарнирно опертых на фундаменты.

2. При промежуточных значениях относительного заглубления $\frac{h}{a}$, $\frac{H_0}{a}$ значения $R_з$ определяются интерполяцией.

3. h и H_0 -соответственно глубина заложения подножников или анкерной плиты (см. рис.6.3,4).

4. a - размер стороны квадратной или диаметр круглой опорной плиты фундамента. Для прямоугольных плит при соотношении сторон не более 2 размер " a " принимается равным $\sqrt{F}$, где F - площадь плиты.

F_o - проекция площади верхней поверхности плиты фундамента на плоскость, перпендикулярную оси колонны фундамента, м2 ;

$Q_{ф}$ - вес фундамента с учетом указаний п. 6.16

6.27. Расчет оснований анкерных плит опор ВЛ и ОРУ выполняется по формуле

$$N_в^н \leq m R_з F_o + Q_п \cos\beta \qquad (6.19)$$

где $R_з, m$ - тоже, что в формуле (6.18);

$N_в^н$ - выдергивающая сила, передаваемая на плиту, тс,

F_o - проекция площади верхней поверхности плиты на плоскость, перпендикулярную линии действия выдергивающей силы, м2 ;

$Q_п$ - вес анкерной плиты с учетом указаний п.6.18 ;

β - угол отклонения линии действия выдергивающей силы от вертикали.

6.28. Коэффициент условий работы m в формулах (6.18) и (6.19) принимается равным

$$m = m_{гр} \cdot m_o \cdot m_c$$

где $m_{гр}$ - коэффициент, учитывающий снижение величины $R_з$ для грунтов, отличающихся от указанных в табл. 6.7 и принимаемый

$m_{гр} = 1$ - для грунтов, указанных в табл. 6.7

$m_{гр} = 0,85$ - для глин и суглинков при консистенции $0,5 < J_L < 0,75$

$m_{2\rho} = 0,7$ – для супесей при консистенции $0,5 < J_L < 1,0$

m_o принимается равным: для опор с базой 5 м и более $m_o = 1,2$

то же, с базой 2,5 м – $m_o = 1,0$

то же, с базой 1,5 м – $m_o = 0,8$

m_c принимается:

для режима работы нормального – $m_c = 1,0$

то же, аварийного $m_c = 1,15$

Примечания:

1. За размер базы принимается расстояние между осями выдергиваемого и сжатого фундаментов опоры в плоскости действия нагрузки.

2. При промежуточных значениях базы величина коэффициента m_o определяется интерполяцией.

в) Расчет грибовидных фундаментов на горизонтальную силу

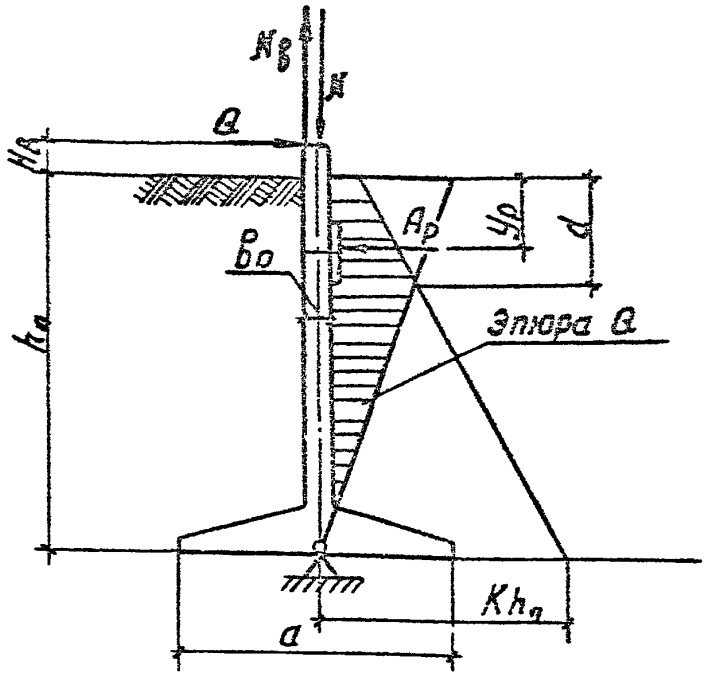
6.29. При действии на фундамент осевой (сжимающей или выдергивающей) и горизонтальной сил, должно выполняться условие

$$Q^H \leq Q_g \qquad (6.20)$$

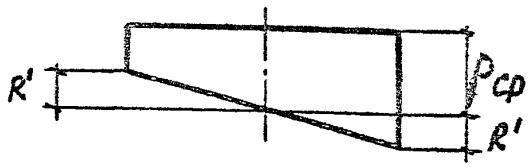
где Q^H – горизонтальная сила от нормативных нагрузок в уровне верха фундамента, тс ;

Q_g – допускаемая горизонтальная сила, тс .

Расчет на горизонтальные силы, действующие во взаимно-перпендикулярных плоскостях, выполняется для каждой силы раздельно.



а. Эпюра напряжений по подошве сжато – опрокидываемого фундамента



б. Эпюра напряжений по верхней плоскости плиты для случая выдергивания с опрокидыванием

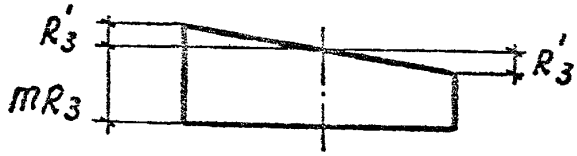


Рис.6.2 Схема к расчету подножников на горизонтальную силу

6.30. Величина допускаемой горизонтальной силы для подножников с квадратной или прямоугольной подошвой плиты и квадратным сечением стойки при глубине заложения фундамента не менее 1,5 м определяется по формулам 6.21 – 6.24; при этом должны соблюдаться условия

$$\frac{h_n}{b_0} \le 8; \qquad \frac{h_n}{\sqrt{F}} \le 3; \qquad \frac{\delta}{h_n} \le 0{,}125$$

где h_n – глубина заложения фундамента;

F – площадь подошвы фундамента;

b_0 – геометрическая ширина колонны фундамента;

δ – приведенная высота плиты фундамента, равная частному от деления проекции площади боковой поверхности плиты фундамента на вертикальную плоскость за ширину плиты "а".

При сжатии с опрокидыванием.

$$Q_g = \frac{1}{h_n + H_B}\left\{\left[\frac{1}{6}bh_n(2h_n - d) + \frac{aW_n}{2\sqrt{(h_n - d)}}\right]R_\delta + A_p(h_n - y_p)\right\} \qquad (6.21)$$

$$Q_g = \frac{1}{h_n + H_B}\left\{\left[\frac{1}{6}\frac{bh_n}{a}2\sqrt{(2h_n - d)(h_n - d)} + W_n\right]R' + A_p(h_n - y_p)\right\} \qquad (6.22)$$

При выдергивании с опрокидыванием

$$Q_g = \frac{1}{h_n + H_B}\left\{\left[\frac{1}{6}bh_n(2h_n - d) + \frac{aW_{n.o}}{2(h_n - d)}\right]R_\delta + A_p(h_n - y_p)\right\} \qquad (6.23)$$

$$Q_g = \frac{1}{h_n + H_B}\left\{\left[\frac{1}{3}\frac{bh_n}{a}(2h - d)(h_n - d) + W_{n.c}\right]R'_3 + A_p(h_n - y_p)\right\}. \qquad (6.24)$$

6.30. Величина допускаемой горизонтальной силы для подножников с квадратной или прямоугольной подошвой плиты и квадратным сечением стойки при глубине заложения фундамента не менее 1,5 м определяется по формулам 6.21 – 6.24; при этом должны соблюдаться условия

$$\frac{h_з}{b_0} \leqslant 8\ ; \qquad \frac{h_п}{\sqrt{F}} \leqslant 3\ ; \qquad \frac{\delta}{h_п} \leqslant 0{,}125$$

где $h_п$ – глубина заложения фундамента,

F – площадь подошвы фундамента;

b_c – геометрическая ширина колонны фундамента;

δ – приведенная высота плиты фундамента, равная частному от деления проекции площади боковой поверхности плиты фундамента на вертикальную плоскость на ширину плиты "а".

При сжатии с опрокидыванием

$$Q_g = \frac{1}{h_п + H_в}\left\{\left[\frac{1}{6} b h_п (2h_п - d) + \frac{a W_п}{2(h_п - d)}\right] R_б + A_р (h_п - y_р)\right\} \qquad (6.21)$$

$$Q_g = \frac{1}{h_п + H_в}\left\{\left[\frac{1}{6} \frac{b h_п}{a} 2(2h_п - d)(h - d) + W_п\right] R' + A_р (h_п - y_р)\right\} \qquad (6.22)$$

При выдергивании с опрокидыванием

$$Q_g = \frac{1}{h_п + H_в}\left\{\left[\frac{1}{6} b h_п (2h_п - d) + \frac{a W_{п.с}}{2(h_п - d)}\right] R_б + A_р (h_п - y_р)\right\} \qquad (6.23)$$

$$Q_g = \frac{1}{h_п + H_в}\left\{\left[\frac{1}{3} \frac{b h_п}{a} (2h_п - d)(h_п - d) + W_{п.с}\right] R'_з + A_р (h_п - y_р)\right\} \qquad (6.24)$$

Аннулировано
Заменено на 294
НИТМ № 2578-78 от 8.08.78.

За допускаемую горизонтальную силу принимается меньшее из значений Q_g, определенное по формулам 6.21. 6.22 и 6.23, 6.24.

В формулах 6.21-6.24

ℓ - расчетная ширина колонны подсошника, определяемая по п. 6.31

$(h_n+H_в)$ - полная высота подсошника,

$W_{п.о}$ и $W_п$ - момент сопротивления соответственно: верхней плоскости и нижней плоскости плиты подсошника, относительно центральной оси подошвы;

R_5 - расчетное давление на грунт засыпки по поверхности колонны подсошника, принимаемое по табл.6.8 ;

$R'_з$ - расчетное давление на грунт обратной засыпки по верхней плоскости плиты фундамента, определяемое по формуле 6.25.

R' - расчетное давление на грунт основания под подошвой, определяемое по формуле 6.26.

$A_р$ - давление грунта на ригель, определяемое по указаниям п.6.31;

y_{gr} - расстояние от поверхности грунта до оси ригеля.

При совместном действии горизонтальной и осевой вдергивающей сил. $$R'_з = 1{,}2\,m\,R_з - \frac{\sum N_g}{F_o} \qquad (6.25)$$

где m - по указаниям п. 6.28

$R_з$ - расчетное давление на грунт обратной засыпки, принимаемое по табл. 6.7 ;

$\sum N_r$ - величина действующей выдергивающей силы за вычетом веса фундамента; $\sum N_r = N_r^н - Q_ф$

F_o - проекция площади верхней поверхности плиты на плоскость, нормальную к оси колонны фундамента (подножника).

При совместном действии горизонтальной и осевой сжимающей сил:

$$R' = 1{,}2R - \frac{\sum N}{F} \qquad (6.26)$$

где R - меньшее из давлений на грунт основания, определяемое по формуле (6.7) или табл. Приложения 2;

$\sum N$ - величина действующей сжимающей силы с учетом веса фундамента и грунта на его уступах;

F - площадь подошвы фундамента.

6.31. Рекомендуемый порядок расчета:

I. $b = b_o K_{cg}$ (6.27)

b_o - геометрический размер сечения колонны

$$K_{cg} = 1 + C_{cg}\frac{h_n}{b_o} \qquad (6.28)$$

$$C_{cg} = \frac{2}{3}\,\frac{tg\frac{\psi}{5}}{tg\left(45° - \frac{\psi}{2}\right)} \qquad (6.29)$$

для глинистых грунтов $tg\psi = tg\varphi_{з.II} + \frac{C_{з.II}}{\sigma}$ (6.30)

σ = 10 тс/м2, если $C_{з.н}$ в тс/м2
для песчаных грунтов $tg\,\varphi = tg\,\varphi_{з.н}$ (6.31)

Таблица 6.8

Наименование грунтов	R_s кгс/см2
1.Пески крупные, средней крупности и мелкие, глинистые грунты при $J_L \leq 0,5$	0.35
2.Пылеватые пески, при $G \leq 0,8$ глинистые грунты при $0,5 < J_L \leq 0,75$	0,25

Примечания:

1. Для супесей при консистенции $0,75 < J_L \leq 1,0$ значение R_s может быть получено умножением табличного по п.2 на коэффициент 0,85.

2. В аварийном режиме табличные знаяения R_s могут быть увеличены на 15%.

Коэффициент $C_{оg}$ допускается принимать по табл.6.9

Таблица 6.9

Угол внутреннего трения или угол сдвига (φ)	15°	20°	25°	30°	35°	40°
$C_{оg}$	0,045	0,067	0,092	0,121	0,158	0,202

2. В случае расчета по формулам 6.21 и 6.23

$$d = \frac{R_s}{K} \qquad (6.32)$$

где R_5 – по табл. 6.8

В случае расчета по формулам 6.22 и 6.24 :

при сжатии

$$d = \frac{2\nu R' h_n}{ak + 2\nu R'} \qquad (6.33)$$

при выдергивании

$$d = \frac{2\nu R_3' h_n}{ak + 2\nu R_3'} \qquad (6.34)$$

ν – коэффициент определяемый как отношение давления грунта на боковой поверхности к давлению по подошве фундамента при одной и той же угловой деформации, принимается равным $\nu = 1,0$ для выдергиваемых, $\nu = 0,5$ для прижатых фундаментов.

3. $$K = 1,2\,\frac{m_c + m h_n}{k_m} \qquad (6.35)$$

$$m_c = 2C_{3,II}\,tg\left(45° + \frac{\varphi_{3,II}}{2}\right) \qquad (6.36)$$

$$m = \gamma_{3,II}\,tg^2\left(45° + \frac{\varphi_{3,II}}{2}\right) \qquad (6.37)$$

$\varphi_{3,II}$; $C_{3,II}$ – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта засыпки, принимаемые в соответствии с указаниями по СНиП 6.15

4. $$A_p = \sigma_p F_p \qquad (6.38)$$

при $y_p > d$ $$\sigma_p = R_5\,\frac{h_n - y_p}{h_n - d} \qquad (6.39)$$

где R_s - по табл. 6.8

В случае расчета по формулам 6.22 и 6.24:

при сжатии

$$d = \frac{2\nu R' h_n}{aK + 2\nu R'} \qquad (6.33)$$

при выдергивании

$$d = \frac{2\nu R'_з h_n}{aK + 2\nu R'_з} \qquad (6.34)$$

Коэффициент пропорциональности ν между давлением по подошве фундамента и на боковой поверхности колонны принимается равным: для выдергиваемых фундаментов $\nu = 1$; для прижатых - $\nu = 0{,}5$

3. $$K = 1{,}2\,\frac{m_c + m h_n}{h_n} \qquad (6.35)$$

$$m_c = 2C_{з,II}\,tg\left(45° + \frac{\varphi_{з,II}}{2}\right) \qquad (6.36)$$

$$m = \gamma_{з,II}\,tg^2\left(45° + \frac{\varphi_{з,II}}{2}\right) \qquad (6.37)$$

$\varphi_{з,II}$, $C_{з,II}$ - угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта засыпки, принимаемые в соответствии с указаниями по 6.15

4. $$A_p = \sigma_p F_p \qquad (6.38)$$

при $y_p > d$ $$\sigma_p = R_s \frac{h_n - y_p}{h_n - d} \qquad (6.39)$$

Аннулировано
Заменено на 33м
НИТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

при $y_p \le d$

$$\sigma_p = K y_p \qquad (6.40)$$

$$F_p = (\ell_p - b)\left(1 + \frac{0.3}{\ell_p}\right) b_p \qquad (6.41)$$

где ℓ_p – длина ригеля,

b_p – ширина ригеля.

Расчет по несущей способности

6.32. Расчет несущей способности оснований грибовидных фундаментов при действии осевой выдергивающей силы выполняется по формуле:

$$N_в^р \le \frac{1}{K_н}\left(\gamma_{з,1} V + \sum \omega_i C_o \cos\psi_o + 0.9 g_ф\right) \qquad (6.42)$$

где $N_в^р$ – расчетная выдергивающая сила, передаваемая на подножники, тс;

$K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый по табл. 6.10;

$g_ф$ – вес подножника, с учетом указаний п. 6.37, тс;

$\gamma_{з,1} V$ – вес грунта в объеме обелиска, образуемого при выпирании грунта, за вычетом веса части фундамента, расположенной в грунте (объем обелиска выпирания определяется плоскостями, проходящими через верхние обрезы плиты подножника и наклоненными к вертикали под углом ψ_o), с учетом указаний п. 6.33, 6.34

$\sum \omega_i$ – площадь боковой поверхности обелиска выпирания, м²;

ψ_o, C_o – расчетные параметры грунта засыпки, определяемые по формулам:

при $y_{gp} \leq d$

$$\sigma_p = K y_{gp} \qquad (6.40)$$

$$F_p = (l_p - b)\left(1 + \frac{0.3}{l_p}\right) b_p \qquad (6.41)$$

где l_p - длина ригеля,

b_p - ширина ригеля.

Расчет по несущей способности

6.32. Расчет несущей способности оснований грибовидных фундаментов при действии осевой выдергивающей силы выполняется по формуле

$$N_g^r \leq \frac{1}{K_н}\left(\gamma_{3,I} V + \sum W_i C_o \cdot \cos\psi_o + 0{,}9\, g_ф\right) \qquad (6.42)$$

где N_g^r - расчетная выдергивающая сила, передаваемая на подножники, тс;

$K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый по табл.6.10;

$g_ф$ - вес подножника, с учетом указаний п.6.37. тс ;

$\gamma_{3,I} V$ - вес грунта в объеме обелиска, образуемого при выпирании грунта, за вычетом веса части фундамента, расположенной в грунте (объем обелиска выпирания определяется плоскостями, проходящими через верхние обрезы плиты подножника и наклоненными к вертикали под углом ψ_o), с учетом указаний п.п. 6.33, 6.37

$\sum W_i$ - площадь боковой поверхности обелиска выпирания, м2;

ψ_o, C_o - расчетные параметры грунта засыпки, определяемые по формулам:

Аннулировано
Заменено на 34.и.
НИТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

$$\varphi_0 = \eta \varphi_I \qquad (6.43)$$

$$C_0 = \eta C_I \qquad (6.44)$$

φ_I, C_I – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения грунта и удельного сцепления, определяемые согласно требованиям пп.6.12, 6.13.

Таблица 6.10

Вид опор	$K_н$
Нормальные промежуточные прямые	I,0
Нормальные прямые анкерные без разности тяжений	I,2
Нормальные анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, анкерные с разностью тяжений и порталы открытых распределительных устройств	I,3
Опоры больших переходов	I,7

Таблица 6.11

Наименование видов грунтов засыпки	Коэффициент η при объемном весе грунта засыпки, тс/м3	
	I,55	I,70
Пески, кроме пылеватых влажных и насыщенных водой	0,5	0,8
Глинистые грунты при консистенции $J_L \leq 0,5$	0,4	0,6

Примечание: Величина коэффициента η для пылеватых песков влажных, глин и суглинков при консистенции $0,50 < J_L \leq 0,75$ и супесей при $0,5 < J_L \leq I,0$ должна быть понижена на I5%.

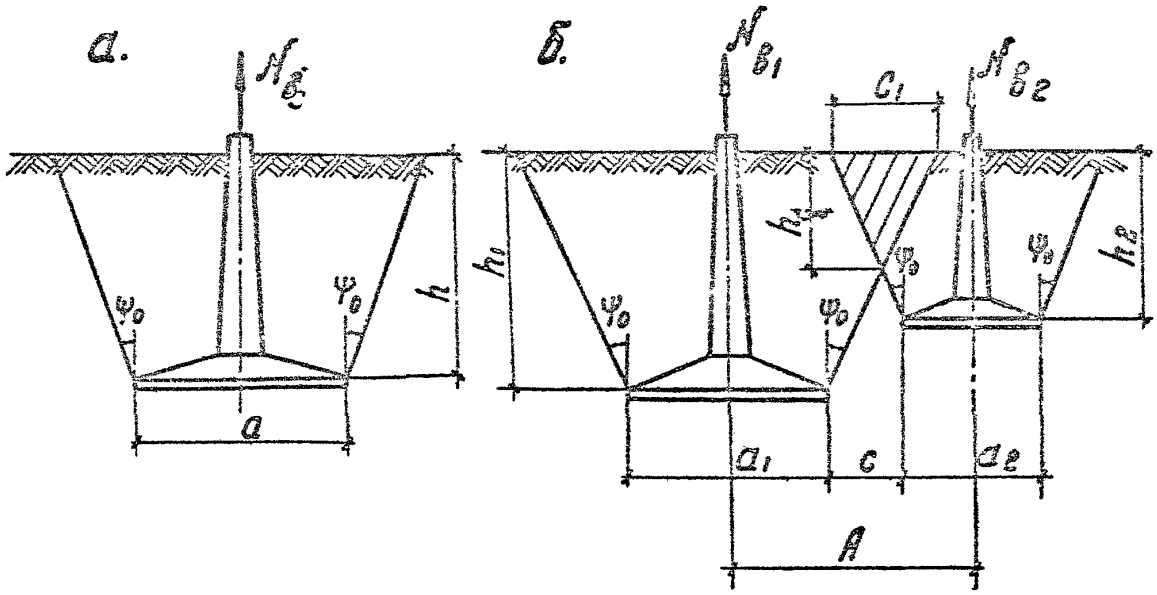


Рис. 6.3. Схемы к расчету по несущей способности на осевую выдергивающую силу

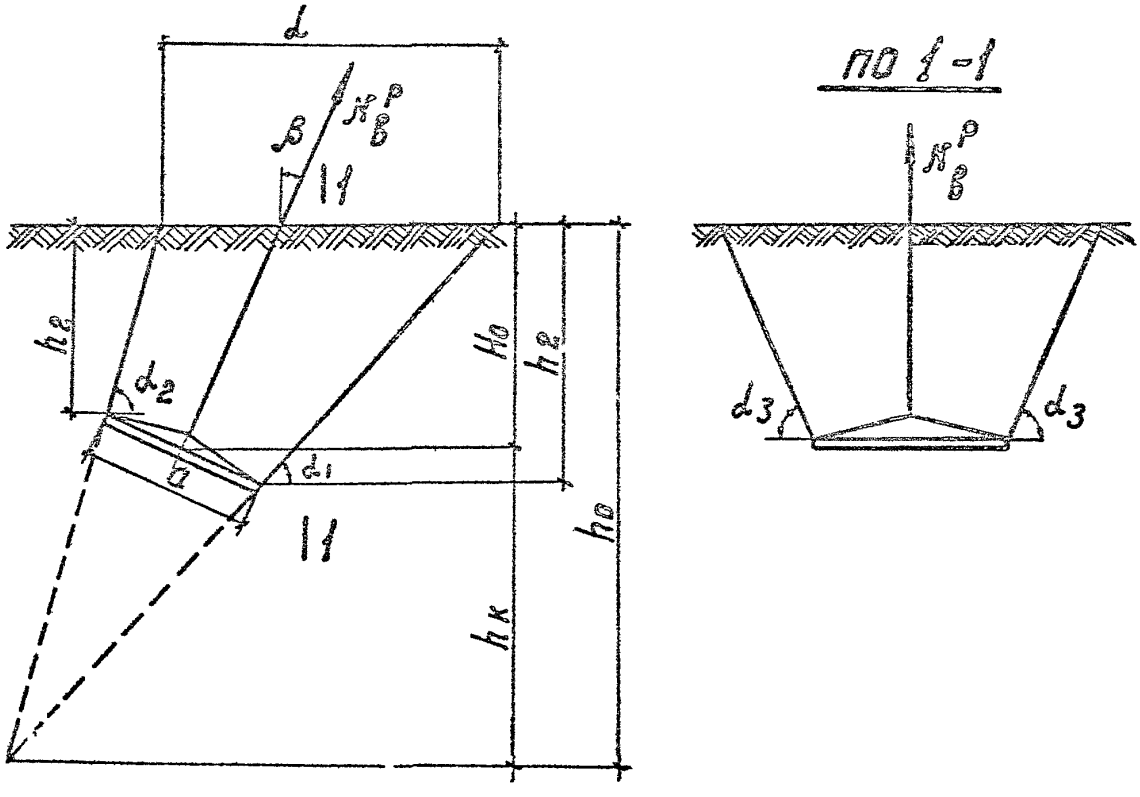


Рис. 6.4 Схема к расчету анкерных плит по несущей способности

η - коэффициент, принимаемый по таблице 6.11

6.33. При близком расположении фундаментов, когда плоскости, образующие обелиски выпирания, пересекаются ниже поверхности грунта, следует учитывать снижение объемов выпираемого грунта для каждого фундамента отдельно.

В соответствии с рис. 6.3 (б) размеры C_1 и h_e определяются выражениями:

$$C_1 = tg\psi_0 (h_1 + h_2) - C \qquad (6.45)$$

$$h_e = \frac{tg\psi_0 (h_1 + h_2) - C}{2tg\psi_0} \qquad (6.46)$$

где $$C = A - \frac{1}{2}(a_1 + a_2) \qquad (6.47)$$

6.34 Расчет грибовидных фундаментов, устанавливаемых в скальных грунтах производится по формуле 6.12.

В скальном массиве металлические опоры башенного типа могут быть закреплены с помощью металлических анкеров-тяжей, погружаемых в шпуры (или скважины) с последующей заливкой раствором (рис.6.5).

6.35. Применяемые методы расчета рассматривают следующие возможные случаи разрушения:

1. разрыв тяжа анкера

$$N \le \frac{\pi d^2}{4} R_a \qquad (6.48)$$

2. нарушение контакта анкерного стержня с раствором

$$N \le \pi d h \tau_{ap} \qquad (6.49)$$

η - коэффициент, принимаемый по таблице 6.II

6.33. При близком расположении фундаментов, когда плоскости, образующие обелиски выпирания, пересекаются ниже поверхности грунта, следует учитывать снижение объемов выпираемого грунта для каждого фундамента отдельно.

В соответствии с рис. 6.3 (б) размеры C_1 и h_c определяются выражениями

$$C_1 = tg\Psi_0 (h_1 + h_2) - C \qquad (6.45)$$

$$h_c = \frac{tg\Psi_0 (h_1 + h_2) - C}{2 tg\Psi_0} \qquad (6.46)$$

где $$C = A - \frac{1}{2}(a_1 + a_2) \qquad (6.47)$$

6.34. Расчет грибовидных фундаментов, устанавливаемых в скальных грунтах производится по формуле 6.42.

В скальном массиве металлические опоры башенного типа могут быть закреплены с помощью металлических анкеров-тяжей, погружаемых в шпуры (или скважины) с последующей заливкой раствором (рис.6.5).

6.35. Применяемые методы расчета рассматривают следующие возможные случаи разрушения:

I. разрыв тяжа анкера

$$N \leq \frac{\pi d^2}{4} R_p \qquad (6.48)$$

2. нарушение контакта анкерного стержня с раствором

$$N \leq \pi d h \tau_{ap} \qquad (6.49)$$

Аннулировано
Заменено на 374
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

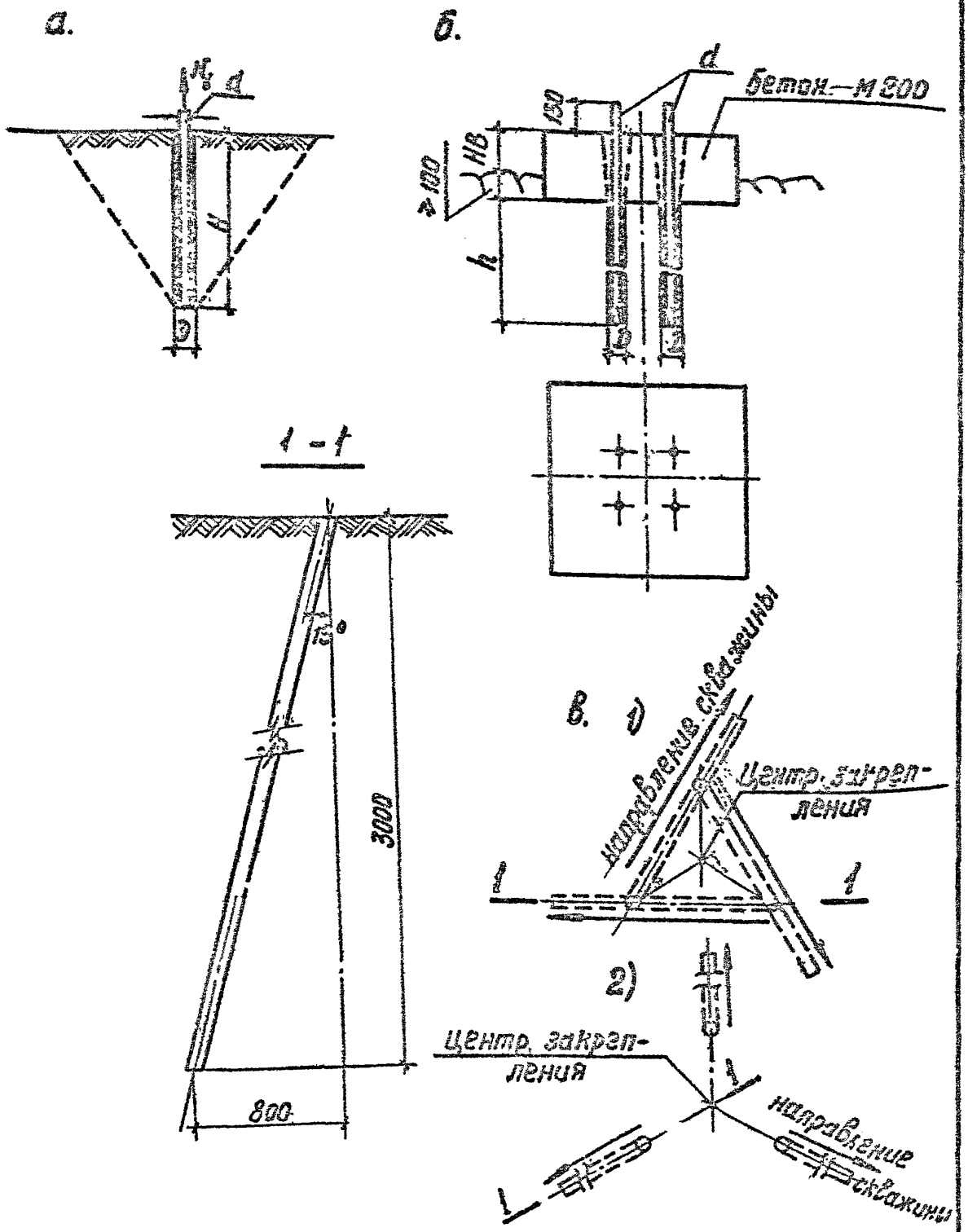


Рис. 6.5 Схемы к анкерным закреплениям в скале: а - общая схема; б - заделка анкерных болтов в скале; в - в трещиноватой скале при расположении скважин по схеме 1 и 2.

3. нарушение контакта раствор-стенки скважины

$$N \leq \pi D h \tau_к \qquad (6.50)$$

4. разрушение скальной породы с образованием конуса выпирания

$$N \leq P_v + R_v F_v \qquad (6.51)$$

В формулах 6.48 – 6.51

R_a – расчетное сопротивление растяжению, принимаемое по указаниям гл. СНиП II-21-75, как для продольной арматуры соответствующего класса;

$\tau_{ар}$ – удельное сцепление тяжа с материалом раствора;

$\tau_к$ – удельное сцепление контакта материала пробки с породой основания на стенках скважины;

P_v – вес конуса выпирания;

R_v – временное сопротивление породы сжатию;

D – диаметр скважины;

Диаметр анкерного тяжа определяется по формуле

$$d = 2\sqrt{\frac{N}{\pi R_a}} \qquad (6.52)$$

Глубина заанкеривания тяжа в пробке

$$h = \frac{R_a d}{4\tau_{ар}} \qquad (6.53)$$

Расчетная глубина заделки анкера в породе (высота пробки)

$$H = \frac{R_a d^2}{4D\tau_к} \qquad (6.54)$$

3. нарушение контакта раствор-стенки скважины

$$N \leq \pi d H \tau_к \qquad (6.50)$$

4. разрушение скальной породы с образованием конуса выпирания

$$N \leq P_v + R_v F_v \qquad (6.51)$$

В формулах 6.48 - 5.51

$R_р$ - расчетное сопротивление растяжению, принимаемое по указаниям гл. СНиП II-23-76.

$\tau_{ар}$ - удельное сцепление тяжа с материалом раствора;

$\tau_к$ - удельное сцепление контакта материала пробки с породой основания на стенках скважины;

P_v - вес конуса выпирания;

R_v - временное сопротивление породы сжатию ;

d - диаметр скважины ;

Диаметр анкерного тяжа определяется по формуле

$$d = 2\sqrt{\frac{N}{\pi R}} \qquad (6.52)$$

Глубина заанкеривания тяжа в пробке

$$h = \frac{Rd}{4\tau_{ар}} \qquad (6.53)$$

Расчетная глубина заделки анкера в породе (высота пробки)

$$H = \frac{Rd^2}{4d\tau_к} \qquad (6.54)$$

Аннулировано
Заменено на 39ц.
НиТМ № 25/8-78 от 8.09.78.

Окончательно глубина заанкеривания принимается по большему из значений h или H.

Примечание. Значения τ_{ap} и $\tau_к$ должны определяться опытным путем: при отсутствии опытных данных допускается τ_{ap} принимать равным $0{,}75\sqrt{R \cdot R_p^н}$, а $\tau_к = 10\text{–}15$ кгс/см^2, где R — проектная марка бетона по прочности на сжатие в кгс/см^2, $R_p^н$ — нормативное сопротивление бетона растяжению принимаемое по указаниям главы СНиП II-21-75.

6.35. Расчет основания анкерных плит при действии выдергивающей нагрузки, направленной под углом β к вертикали выполняется по формуле

$$N_б^р \le \frac{1}{K_н}\left(N_п \cdot 0{,}9 q_п \cos\beta\right) \qquad (6.55)$$

где $K_н$ — то же, что в формуле (6.42)

$N_б^р$ — расчетная выдергивающая сила, передаваемая на анкерную плиту, тс;

$N_п$ — несущая способность анкерной плиты, определяемая по указаниям п.п. 6.39, 6.40

$q_п$ — вес анкерной плиты, с учетом указаний п 6.37.

6.37. При расположении уровня грунтовых вод в пределах глубины заложения фундаментов (или анкерных плит), вес фундамента и грунта ниже этого уровня в формулах принимается с учетом взвешивающего действия воды в соответствии с указаниями п.6.16.

Окончательно глубина заанкеривания принимается по большему из значений h или H.

Примечание. Значения τ_{ap} и $\tau_к$ должны определяться опытным путем; при отсутствии опытных данных допускается τ_{ap} принимать равным $0{,}75\sqrt{R \cdot R_p^н}$, а $\tau_к$ =10-15 кгс/см2 где R – проектная марка бетона по прочности на сжатие в кгс/см2, $R_p^н$ – нормативное сопротивление бетона растяжению принимаемое по указаниям главы СНиП II-23-76.

6.36. Расчет оснований анкерных плит при действии выдергивающей нагрузки, направленной под углом β к вертикали выполняется по формуле

$$N_в^р \leq \frac{1}{K_н}\left(N_п + 0{,}9 g_п \cos\beta\right) \qquad (6.55)$$

где $K_н$ – то же, что в формуле (6.42)

$N_в^р$ – расчетная выдергивающая сила, передаваемая на анкерную плиту, тс ;

$N_п$ – несущая способность анкерной плиты, определяемая по указаниям п.п. 6.39, 6.40

$g_п$ – вес анкерной плиты, с учетом указаний п.6.37.

6.37. При расположении уровня грунтовых вод в пределах глубины заложения фундаментов (или анкерных плит), вес фундамента и грунта ниже этого уровня в формулах принимается с учетом взвешивающего действия воды в соответствии с указаниями п.6.16.

Аннулировано
Заменено на 10и
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

6.38. Несущая способность анкерной плиты $N_п$ определяется с учетом возможного образования призмы выпирания, грани которой наклонены к горизонту под углами α_i (рис.6.4)

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{2} - \left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right)$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2} + \left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right)$$

$$\alpha_3 = \frac{\pi}{2} - \psi_0$$

6.39. Величина $N_п$ определяется по выражению

$$N_п = \frac{\gamma_{з.I} V\left[\cos\left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right) + tg\,\psi' \sin\left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right)\right]}{\cos\left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right) + tg\,\psi' \sin\left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right)} + \tag{6.56}$$

$$+\left[\omega_1 \cos\left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right) + \omega_2 \cos\left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right) + (\omega_3 + \omega_4)\cos\psi_0\right] C_0$$

где $\gamma_{з.I}$ – объемный вес грунта засыпки (с учетом указаний п.6.37)

V – объем выпираемого грунта;

ψ_0, C_0 – то же, что в формуле (6.42)

$tg\,\psi'$ – коэффициент трения грунта внутри сдвигаемого объема; ψ' принимается равным $0{,}8\,\varphi_I$;

ω_i – площадь грани боковой поверхности сдвигаемого объема грунта;

V и ω_i – определяются из выражений:

$$V = \frac{1}{2} K h_0^2 \left(\frac{l_K}{2} + \frac{K_1 + K_2}{3} h_0 \right) - K_\varphi h_\varphi^2 \left(\frac{l_K}{2} + \frac{\tilde{K}_\varphi}{3} h_\varphi \right) \tag{6.57}$$

$$\omega_1 = \frac{1}{2}(b + b_1) \frac{H_0 + \frac{a}{2}\sin\beta}{\cos(\psi_0 + \frac{\beta}{2})} \tag{6.58}$$

$$\omega_2 = \frac{1}{2}(b + b_2) \frac{H_0 - \frac{a}{2}\sin\beta}{\cos(\psi_0 - \frac{\beta}{2})} \tag{6.59}$$

$$(\omega_3 + \omega_4)\cos\psi_0 = \mathcal{L} h_0 - a h_\varphi \tag{6.60}$$

$$\mathcal{L} = a\cos\beta + (H_0 + \frac{a}{2}\sin\beta)\operatorname{tg}(\psi_0 + \frac{\beta}{2}) + (H_0 - \frac{a}{2}\sin\beta)\operatorname{tg}(\psi_0 - \frac{\beta}{2}) \tag{6.61}$$

$$b_1 = b + 2(H_0 + \frac{a}{2}\sin\beta)\operatorname{tg}\psi_0 \frac{\cos(\psi_0 - \frac{\beta}{2})}{\cos(\psi_0 + \frac{\beta}{2})} \tag{6.62}$$

$$b_2 = b + 2(H_0 - \frac{a}{2}\sin\beta)\operatorname{tg}\psi_0 \frac{\cos(\psi_0 - \frac{\beta}{2})}{\cos(\psi_0 + \frac{\beta}{2})} \tag{6.63}$$

$$h_c = \frac{\cos\left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right)\cos\left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right)}{\sin 2\psi_0} L \qquad (6,64)$$

$$h_\varphi = \frac{\cos\left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right)\cos\left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right)}{\sin 2\psi_0} a \qquad (6,65)$$

$$l_к = l - a\,\frac{\cos\left(\psi_0 - \frac{\beta}{2}\right)\cos\left(\psi_0 + \frac{\beta}{2}\right)}{\cos^2\psi_0} \qquad (6,66)$$

В выражении 6.50 принято:

$$K = \frac{L}{h_c}\ ;\qquad K_1 = \frac{l_1 - l_к}{h_c}\ ;\qquad K_2 = \frac{l_2 - l_к}{h_c}$$

$$K_\varphi = \frac{a}{h_\varphi}\ ;\qquad \widetilde{K}_\varphi = \frac{l - l_к}{h_\varphi}$$

6.40. При $\beta \le 50^0$ величину N_n допускается определять по приближенной формуле

$$N_n = K_\beta N_{n(0)} \qquad (6,67)$$

где $N_{n(0)}$ – несущая способность анкерной плиты при $\beta = 0$, определяемая по формуле (6.42) в соответствии с рис.6.3а

K_β – безразмерный коэффициент, принимаемый по графику на рис. 6.6 или определяемый по формулам:

для песчаных и глинистых грунтов с $C_o \approx 0$

$$K_\beta = 1 + \left(\frac{2\beta}{\pi}\right)^2 \qquad (6,68)$$

для глинистых грунтов с $C \leq 0,5$ тс/м2

$$K_\beta = 1 + \left(\frac{\beta}{\pi}\right)^2 \qquad (6,69)$$

для глинистых грунтов с $C > 0.5$ тс/м2

$$K_\beta = 1 + \left(\frac{4\beta}{3\pi}\right)^2 \qquad (6.70)$$

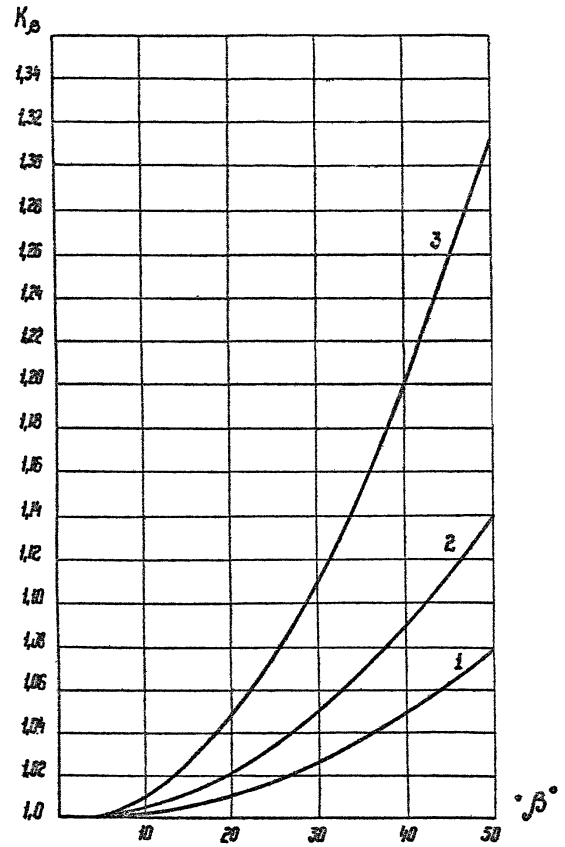


Рис. 6.5 График зависимости $K = f(\beta, C_o)$

1 - для глинистых грунтов с $C_o \leq 0,5$ т/м²

2 - ———"——— $C_o > 0,5$ т/м²

3 - для песчаных грунтов и глинистых с $C_o = 0$

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

ПРИМЕР I.

Расчет основания грибовидного фундамента под промежуточную опору

Схема нагрузок на отметке верхнего обреза фундаментов в нормальном режиме работы показана на рис.6.7.

Грунтовые условия представлены супесью пластичной консистенции (J_L = 0,23) с нормативными характеристиками:

$\varphi^н = 29^0$, $C^н = I,I$ тс/м2;

$\gamma = I,9$ тс/м3, $E = 3200$ тс/м2.

Расчет по деформациям

Расчетные характеристики грунтов естественного сложения принимаются равными нормативным, т.е.

$\varphi_I = \varphi^н = 29^0$; $C_{II} = C^н = I,I$ тс/м2;

$\gamma = I,9$ тс/м3 и $E = 3200$ тс/м2.

Расчетные характеристики грунтов обратной засыпки принимаются в соответствии с п.6.I5

$\varphi_{з,I} = 0,8\ \varphi_I = 0,8 \times 29^0 = 24^0$

$C_{з,I} = 0,5\ C_I = 0,5 \times I,I = 0,55$ тс/м2

$\gamma_{з,I} = I,7$ тс/м3.

а) На сжатие

Проверку выполняем на нагрузку $N^н_3 = 37,5$ тс.

Принимаем подножник типа ФЗ-2 с размерами:

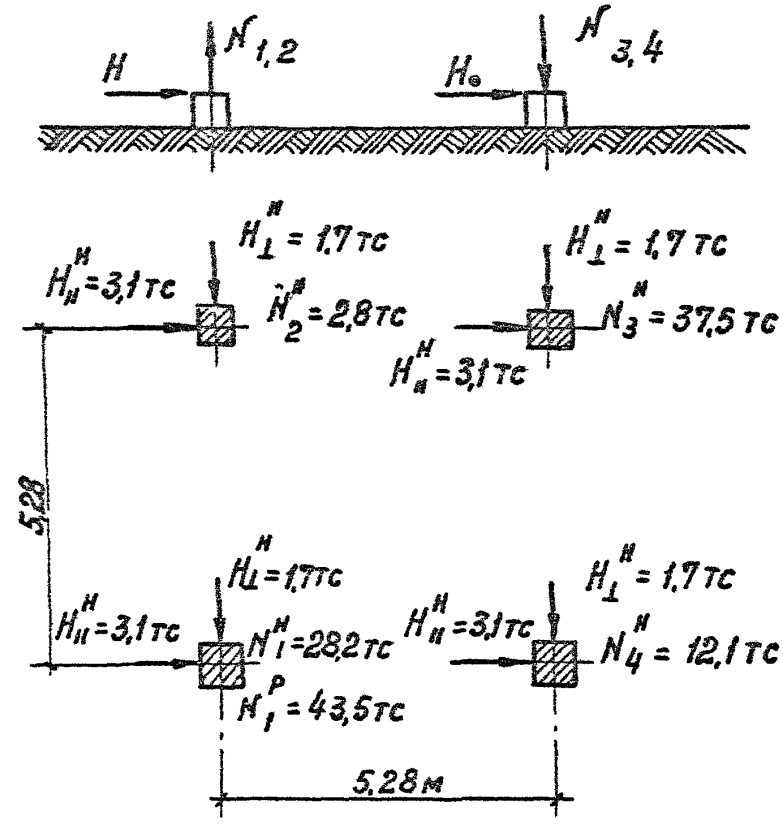


Схема нагрузок на фундаменты на отметке верхнего обреза

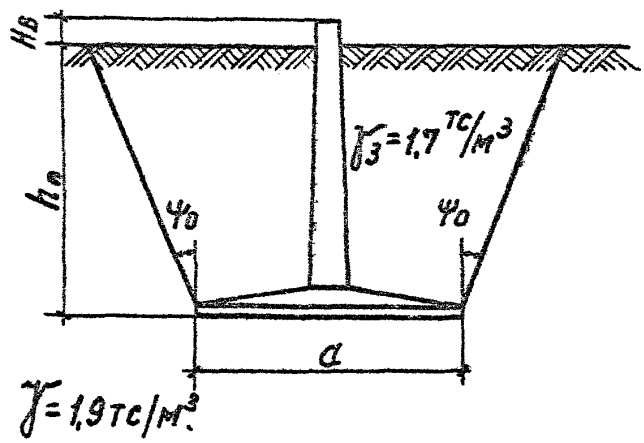


Рис. 6.7

$$a = \ell = 1{,}8 \text{ м}$$

$$\ell_0 = 0{,}40 \text{ м}$$

$$h_п = 2{,}5 \text{ м}.$$

Среднее напряжение по подошве фундамента определяется по формуле

$$P_{ср} = \frac{N_3^н}{F} + \gamma_з h_п = \frac{37{,}5}{1{,}8^2} + 1{,}7 \times 2{,}5 = 15{,}75 \text{ тс/м2}.$$

По табл.приложения 2 для E = 3000 тс/м2 , a = 1,8 м с базой более 5 м - R_g = 3,76 тс/см2 = 37,6 тс/м2.

$$P_{ср} < R_g \quad (15{,}75 < 37{,}6).$$

Давление на грунт и края подошвы определяется по формуле:

$$P_{max} = \frac{N_3^н}{F} + \gamma_{з.п} h_п + \frac{H_н^н (h_п + H_в)}{W_п} =$$

$$= \frac{37{,}5}{1{,}8^2} + 1{,}7 \times 2{,}5 + \frac{3{,}1 \times (2{,}5 + 0{,}2)}{\frac{1{,}8^3}{6}} = 24{,}35 \text{ тс/м2}$$

$$P_{max} < 1{,}2\, R_g \quad (24{,}35 < 45).$$

б) На выдергивание

Проверяем подножник, на который действует выдергивающая сила $N_1^н$ = 28,2 тс.

Расчетное давление на грунт обратной засыпки принимаем по табл. 6.7

При $\frac{h}{a} = \frac{2,4}{1,8} = 1,33$ — $R_з$ 5,5 тс/м2

Коэффициент условий работы " m " определяется в соответствии с указаниями п. 6.28.

$m_{гр} = 1$ $\quad m_c = 1$

$m_o = 1,2$ $\quad m = 1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1 = 1.2$

$[N_б] = 1,2 \cdot 5,5(3,24 - 0,2) + 3 = 22,8$ тс

22,8 тс < 28,2

Ввиду того, что условие (6.18) не выполняется, принимаем подножник типа ФА-2 с размерами по подошве 2,1 × 2,1 м

При $\frac{h}{a} = \frac{2,4}{2,1} = 1,14$ по табл. 6.7 $R_з = 4,9$ тс/м2

$[N_в] = 1,2 \times 4,9 (4,41 - 0,2) = 28,1$ тс

Действующая сила на 0,1 тс превосходит допустимую величину $[N_б]$. Пренебрегаем таким расхождением и считаем, что фундамент Ф4-2 удовлетворяет условию (6.18).

в) На горизонтальную силу

Определяем коэффициенты сопротивления грунта и расчетные параметры

1. $tg\,\varphi = tg\ 24^\circ + \frac{0,55}{10} = 0,5$

$\varphi = 26^\circ 30'$

Расчетное давление на грунт обратной засыпки принимаем по табл. 6.7

При $\frac{h}{a} = \frac{2,4}{I,8} \approx I,33$ - $R_з = 5,5$ тс/м2

Коэффициент условий работы „m" определяется в соответствии с указаниями п. 6.28

$m_{гр} = I$ $m_c = I$

$m_o = I,2$ $m = I.I,2.I = I,2$

$$[N_ф] = I,2.5,5(3,24-0,2)+3 = 22,8 \text{ тс}$$

$$22,8 \text{ тс} < 28,2$$

Ввиду того, что условие (6.I8) не выполняется, принимаем подножник типа Ф4-2 с размерами по подошве 2,I х 2,Iм

При $\frac{h}{a} = \frac{2,4}{2,1} = I,I9$ - $R_з = 4,8$ тс/м2

$$[N_ф] = I,2.4,8(4,4I-0,2)+3,4 = 27,7 \text{ тс} \approx N_ф$$

Действующая сила на I,7% превосходит допустимую величину $[N_ф]$. Пренебрегаем таким расхождением и считаем, что фундамент Ф4-2 удовлетворяет условию (6.I8)

в) На горизонтальную силу

Определяем коэффициенты сопротивления грунта и расчетные параметры

$I.\ tg\Psi = tg\ 24^\circ + \frac{0.55}{I0} = 0,5$

$\Psi = 26^\circ30'$

Аннулировано
Заменено на 494,
Нитм и 25/8-78 от 8.08.78

2. по табл.9 - $C_{oq} = 0,098$

3. $K_{oq} = I+0,098 \frac{2,5}{0,425} = I,576$

4. $\beta = 0,425 \cdot I,576 = 0,68$ м

5. $m = I,7 \cdot tg^2 (45+\frac{24}{2}) = 4$ тс/м3

6. $m_c = 2.0,55\ tg\ (45+\frac{24}{2}) = I,7$ тс/м2

7. $K = I,2\ \frac{I,7+4,25}{2,5} = 5,6$ тс/м3

Для случая опрокидывания с выдергиванием расчет выполняется на совместное действие нагрузок

$N_1^H = 28,2$ тс и $H_u^H = 3,I$ тс по формуле 6.23 , 6,24

По табл. 8 - $R_\delta = 3,5$ тс/м2

8. $d = \frac{3,5}{5.6} = 0,625$ м

9. Вычисляем Q_q по формуле 6.23

$$Q_q = \frac{I}{2,7} / \frac{I}{6} 0,68.2,5(2.25-0,625) + \frac{2.I.I,53}{2(2,5-0,625)} / 3,5 = 2,72 \text{ т}$$

IO. Вычисляем Q_q по формуле 6.24, для чего предварительно определяем R'_3 и d по формулам соответственно 6.25 и 6.34.

II. $R_3 = I,2.I,2.4.8 \frac{28.2-3.4}{4,2I} = I,0$ тс/м2

I2. $d = \frac{2.I.0\ 2.5}{2,I.5,6+2\ .I,0} = 0,36$ м

Занумеровано
Заменено на 50и.
НаТМ № 25/8-78 от 8.08.78

$$Q_g = \frac{1}{2,7} / \frac{1}{3} \times \frac{0,68 \times 2,5}{2,1} (2 \times 2,5 - 0,36)(2,5 - 0,36) + 1,53 / 1,0 = 1,55 \text{ тс}$$

Для случая опрокидывания со сжатием расчет выполняется на совместное действие нагрузок $N_3^н = 37,5$ тс и $H_y^н = 3,1$ тс. по формулам 6.21 и 6,22.

Вычисляем Q_g по формуле 6.21

$$Q_g = \frac{1}{2,7} / \frac{1}{6} \times 0,68 \times 2,5 (2 \times 2,5 - 0,625) + \frac{2,1 \times 1,53}{2 \times 0,5 (2,5 - 0,625)} / 3,5 = 3,82 \text{ тс}$$

Вычисляем Q_g по формуле 6.22.

Для этого предварительно определяем R' и d по формулам соответственно 6.26 и 6,33.

Определяем значение R' для фундамента ФА-2

По таблице приложения 2 для ФА-2 $R_S = 33$ тс/м²

$$R' = 1,2 R_s - \frac{\sum N}{F} = 1,2 \times 33 - \frac{37,5 + 1,7 \times 2,5 \times 4,2 + 3,1}{2,1^2} = 26,3 \text{ тс/м}^2$$

Тогда $d = \frac{26,3 \times 2,5}{2,1 \times 5,6 + 26,3} = 1,73$ м.

$$Q_g = \frac{1}{2,7} / \frac{1}{6} \times \frac{0,68 \times 2,5}{2,1} \times 2 \times 0,5 (2 \times 2,5 - 1,73)(2,5 - 1,73) + 1,53 / x$$

$$x 26,3 = 18,2 \text{ тс}$$

В результате расчета значения Q_g получились следующие

- для случая опрокидывания с выдергиванием

  $Q_g = 2,72$ тс и $Q_g = 1,55$ тс;

- для случая опрокидывания со сжатием

  $Q_g = 3,82$ тс и $Q_g = 18,2$ тс.

Меньшее из полученных значений $Q_g = 1,55$ тс не удовлетворяет условию 6.20 $1,55 \text{ тс} < 3,1 \text{ тс}$.

$$Q_{g} = \frac{I}{2,7} / \frac{I}{6} \times \frac{0,68x2,5}{2,I}(5-0,36)(2^{2},5-0,36)+I,53/I,0 = I,06 \text{ тс.}$$

Для случая опрокидывания со сжатием расчет выполняется на совместное действие нагрузок $N_{s}^{n} = 37,5$тс и $H_{n} = 3,I$ тс.

Вычисляем Q_{g} по формуле 6.2I

$$Q_{g} = \frac{I}{2,7} / \frac{I}{6}\ 0,68.2,5(5-0,625)+ \frac{2,Ix\ I,53}{2,5-0,625} / 3,5 = 3,82 \text{ тс.}$$

Вычисляем Q_{g} по формуле 6.22.

Для этого предварительно определяем R' и d по формулам соответственно 6.26 и 6,33.

Определяем значение R' для фундамента Ф4-2

$$R' = 1,2 \cdot R_{s} - \frac{\Sigma N}{F} = I,2x33 - \frac{37,5+I,7x2,5x4,2I+3,4}{2,I^{2}} = 26,3 \text{тс/м2}$$

Тогда $$d = \frac{26,3 \times 2,5}{2,Ix5,6+26,3} = I,73 \text{ м.}$$

$$Q_{g} = \frac{I}{2,7} / \frac{I}{6}\ \frac{0,68x2,5}{2,1}\ (5-I,73)(2,5-I,73)+I,53/26,3=I8,2 \text{ тс.}$$

В результате расчета значения Q_{g} получились следующие:

- для случая опрокидывания с выдергиванием

  $Q_{g} = 2,72$ тс и $Q_{g} = I,06$ тс;

- для случая опрокидывания со сжатием

  $Q_{g} = 3,82$ тс и $Q_{g} = I8,2$ тс.

Меньшее из полученных значений $Q_{g} = I,06$ тс не удовлетворяет условию 6.20.

$$I,06 \text{ тс} < 3,I \text{ тс.}$$

Аннулировано
Заменено на 5/4
НиТМ N 25/8-78 от 8.08.78.

Поскольку выбранный тип фундамента ФЧ-2 удовлетворяет проверке на действие выдергивающей силы и не обеспечивает восприятие действующей горизонтальной силы устанавливаем ригель АР-3 с размерами $l_р = 2.1$ м и $b_р = 0.75$ м.

Ригель крепится к колонне фундамента таким образом, что расстояние от поверхности грунта до середины ширины ригеля составляет 0,7 м.

т.к. $d < y_р$ $(0,36 < 0,7)$, давление на ригель определяем по формуле 6.39.

$$\sigma_р = 3,5 \times \frac{2.5-0.7}{2.5-0.36} = 2,95 \text{ тс/м2}$$

Рабочая площадь ригеля определяется по формуле (6.41)

$$F_р = (2.1-0.68)\left(1 + \frac{0.3}{2.1}\right) 0.75 = 1.45 \text{ м2}$$

Сопротивление ригеля Ар определяется по формуле (6.38)

$A_р = 2.95 \cdot 1.45 = 4.27$ т

Q_g с учетом сопротивления ригеля составляет

$$Q_g = 1.55 + A_р \frac{h_п - y_р}{h_п + H_в} = 1.55 + 4.27 \frac{2.5-0.7}{2.7} = 4.39 \text{ тс} > 3,1 \text{ тс}$$

Расчетом по деформациям удовлетворяет фундамент ФЧ-2 с ригелем АР-3.

В другом направлении действует горизонтальная сила $H_1 = 1.7$ тс

Вычисляем Q_g для случая опрокидывания с выдергиванием по формуле 6.24. Предварительно определяем $R'_з$ и d с учетом веса ригеля АР-3, устанавливаемого в направлении, параллельном ВЛ.

Поскольку выбранный тип фундамента ФЧ-2 удовлетворяет проверке на действие выдергивающей силы и не обеспечивает воспринятие действующей горизонтальной силы, устанавливаем ригель АР-3 с размерами $\ell_p = 2,4$ м и $b_p = 0,75$ м

Ригель крепится к колонне фундамента таким образом, что расстояние от поверхности грунта до середины ширины ригеля составляет 0,7 м.

Т.к. $d < y_p$ ($0,49 < 0,7$); давление на ригель определяем по формуле 6.39

$$\sigma_p = R_\delta \frac{h_n - y_p}{h_n - d} = 3,5 \quad \frac{2,5-0,7}{2,5-0,36} = 2,95 \text{ тс/м2}$$

Рабочая площадь ригеля определяется по формуле (6.4I)

$$F_p = (\ell_p - b)\ (I + \frac{0,3}{\ell_p})b_p = (2,4-0,68)\ (I + \frac{0,3}{2,4})0,75 = I,45 \text{ м2}$$

Сопротивление ригеля A_p определяем по формуле 6.38

$$A_p = \sigma_p F_p = 2,95.I,45 = 4,27 \text{ т}$$

Q_g с учетом сопротивления ригеля составляет

$$Q_g = I,06 + A_p \frac{h_n - y_p}{h_n + H_в} = I,06 + 4,27 \frac{2,5-0,7}{2,7} = 3,90 \text{ тс} > 3,I \text{ тс}$$

Расчетам по деформациям удовлетворяет фундаменты ФЧ-2 с ригелем АР-3.

В другом направлении действует горизонтальная сила $H_1 = I,7$ тс $< 3.I$ тс.

Вычисляем Q_g для случая опрокидывания с выдергиванием по формуле 6.24. Предварительно определяем R'_3 и d, с уче-

Аннулировано
заменено на 52и
Нитм № 25/8-78 от 8.08.78.

$$R_3' = 1,2 \cdot 1,2 \times 4.3 - \frac{28.2 - 3,4 - 0.6}{4,21} = 1,15 \text{ т/м2}$$

$$d = \frac{2,1 \times 1,15 \times 2.5}{2,1 \times 5,6 + 2 \times 1 \times 1.15} = 0,41 \text{ м}$$

Тогда $Q_g = \frac{1}{2,7} / \frac{1}{3} \times \frac{0,68 \times 2,5}{2,1} (2 \times 2,5 - 0,41)(2,5 - 0,41) +$

$+1,53 / 1,15 = 1,75$ тс

Действующая в $\perp$ направлении сила не превышает допустимую. Условие 6.20 удовлетворяется.

Расчет по несущей способности

Расчет выполняется на действие расчетной выдергивающей нагрузки $N_6^p = 43,5$ тс.

Расчетные значения прочностных характеристик грунта определяются по формуле 6.7 с коэффициентами безопасности по табл. 6.1.

$$\varphi_1 = \frac{29}{1,1} = 26^\circ$$

$$C_1 = \frac{1,1}{2,4} = 0,46 \text{ тс/м2}$$

Расчетные параметры грунтов обратной засыпки φ_e и C_0 определяются с использованием коэффициента η, принимаемого по табл. 6.11.

том веса ригеля АР-3, устанавливаемого в направлении,

$$R_3^I = I,2.I,2.5,I - \frac{28,2-3,4-0,6}{4,2I} = I,59 \text{т/м2}$$

$$d = \frac{2.I.52.2.5}{2,I.5,6+2.I,59} = 0,55 \text{ м}$$

Тогда $Q_q = \frac{I}{2,7} / \frac{I}{6} \frac{0.68.2.5}{2,1} (5-0,55).(2,5-0,55)+ I,5$

$= I,6$ тс

Действующая в ⊥ направлении сила превышает допусти на 6%. Такое расхождение находится в пределах точнос чета и определения характеристик грунтов, поэтому рит направлении, ⊥ ВП не устанавливаем.

Расчет по несущей способности

Расчет выполняется на действие расчетной выдергив нагрузки $N_2^{rp} = 43,5$ тс .

Расчетные значения прочностных характеристик грун ределяются по формуле 6.I с коэфициентами безопасност табл.6.I

$$\varphi_1 = \frac{29}{I.I} = 26^0$$

$$C_1 = \frac{I.I}{2,4} = 0,46 \text{ тс/м2}$$

Расчетные параметры грунтов обратной засыпки Ψ_0 определяются с использованием коэфициента η, принимаемого по табл. 6.II.

Аннулировано
Заменено на 534
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

$\varphi_o = 0,6 \cdot 26 = 15^{o}36'$

$C_o = 0,6 \cdot 0,46 = 0,276$ тс/м2

Расчет выполним по формуле (6.42)

Вычисляем вес грунта в объеме обелиска выпирания.

$\gamma_{3,1} V = 1,70 \ (V_{2p} - V_{\varphi}) = 1,70 \ (20-1,33) = 32$ тс

Размеры призмы выпирания

$a = l = 2,1$ м

$a_1 = l_1 = 2,1+2.2,5 \ tg \ 15^{o}36' = 3,5$ м

$V_{2p} = \frac{2,5}{6} /(2.3,5 + 2,1)3,5 + (2.2,1+3,5)2,1/ = 20$ м^3

$V_{\varphi} = 1,36-0,3 = 1,33$ м^3

$\sum \omega = \frac{2.1+3,5}{2} \cdot 2,4. \ 4 = 26,9$ м2

$[N_{\ell}^{p}] = \frac{1}{1}(32+0,276.26,9+4) = 43,4$ тс $\approx$ 43,5 тс

Расчет по несущей способности удовлетворяет условию (6.42); фундамент Ф4-2 с ригелем АР-3 обеспечивает нормальную работу при действующих нагрузках.

Пример 2

Определение осадки

Определить осадку сжатого подножника под опору промежуточную с размером базы 5,28 м.

Размеры подошвы фундамента $a = l = 1,8$м, глубина заложения $h_n = 2,5$ м

Среднее давление по подошве фундамента от действующих нагрузок равно

$P_{ср}$ = I,58 кгс/см2

Основанием служат суглинки с объемным весом $\gamma_{з}$ =I,8 тс/м3 и модулем деформации E = 400 ктс/см2

Определяем природное и дополнительное давление в уровне подошвы фундамента.

$P_{б} = \gamma h$ = I,8.2,5= 4,5 тс/м2

$P_{o} = P_{ср} - P_{б}$ =I5,8-4,5=II,3 тс/м2 = I,I3 кг/см2

Толщу грунта ниже подошвы фундамента разбиваем на слои, равные 50 см.

Величины дополнительных давлений на границах выделенных слоев определяются по формуле 6.12

$$P_{ozi} = \alpha_i P_o$$

Коэффициенты α_i принимаем по табл. Приложения 3 в зависимости от отношений m и n.

Результаты вычислений для удобства представлены в табличной форме.

Таблица6.I2

слоя	Глубина подошвы слоя z см	$m=\frac{2z}{a}$	α_i	αP_o	$0,2 P_{бz}$	$P_{бz}$	S_i
-	0	0	I	I,I3	0,09	0,45	-
I	50	0,55	0,900	I,0I	0,I08	0,54	0,I07
2	I00	I,I	0,654	0,74	0,I26	0,63	0,088
3	I50	I,67	0,442	0,5	0,I44	0,72	0,062

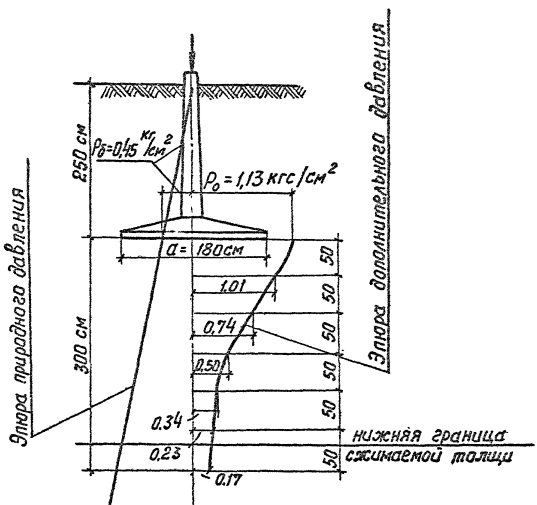

250 см
p_0=0,15 кг/см²
p_0 = 1,13 кгс/см²
a = 180см
300 см
1,01
0,74
0,50
0,34
0,23
0,17
50
Эпюра природного давления
Эпюра дополнительного давления
нижняя граница сжимаемой толщи

Рис. 6.8

Продолжение табл.12

№ слоя	Глубина подошвы слоя z см	$m=\frac{2z}{a}$	α	αP_0	$0,2P_{бz}$	$P_{бz}$	S_i
4	200	2,2	0,297	0,34	0,162	0,81	0,042
5	250	2,8	0,201	0,23	0,180	0,90	0,029
6	300	3,3	0,152	0,17	0,198	0,99	0,020
							$\sum S = 0,348$

Находим нижнюю границу сжимаемой толщи, где природное да: ление примерно в 5 раз превышает дополнительное нижняя граница находится между 5 и 6 слоями ; пренебрегаем этой раницей и определяем осадку всего 6 слоя.

Вычисляем осадки отдельных слоев S_i по формуле

$$S_i = \frac{\beta}{E} \frac{P_{0zi} + P_{0zi+1}}{2} Z_i$$

$$S_1 = \frac{0,8}{400} \frac{1,15+1,01}{2} 50 = 0,107 \text{ см}$$

$$S_2 = \frac{0,8}{400} \frac{1,01+0,74}{2} 50 = 0,088 \text{ см}$$

$$S_3 = \frac{0,8}{400} \frac{0,74+0,50}{2} 50 = 0,062$$

$$S_4 = \frac{0,8}{400} \frac{0,50+0,34}{2} 50 = 0,042$$

$$S_5 = \frac{0,8}{400} \frac{0,34+0,23}{2} 50 = 0,029$$

$$S_c = \frac{0,8}{400} \cdot \frac{0,23 + 0,17}{2} \cdot 50 = 0,020$$

$$\Sigma S = 0,107 + 0,088 + 0,062 + 0,042 + 0,029 + 0,020 =$$
$$= 0,348 \text{ см} = 0,35 \text{ см}$$

Допустимая величина осадки (табл.6.3)

$$0,0025\ B = 0,0025 \cdot 528 = 1,32 \text{ см}$$

$$0,35 < 1,32$$

Таким образом, требование расчета по деформациям удовлетворяется.

Пример 3

Определение несущей способности анкерной плиты

Выдергивающие усилие на анкерную плиту анкерной (нормальной прямой без разности тяжений)опоры составляет.

$N_2^{II} = 21$ тс

$N_2^{P} = 27,3$ тс

Угол между вертикалью и направлением оттяжки $\beta = 40^\circ$

Грунтовые условия – супесь пластичной консистенции ($J_L = 0,43$) с нормативными характеристиками

$\varphi^{II} = 26^\circ$, $C^{II} = 1,3$ тс/м2. $\gamma = 1,9$ тс/м2

Обратная засыпка выполняется этим же грунтом ; объемный вес грунта принимается равным 1,70 тс/м2

Принимаем плиту ПА2-I с размерами 1,5х2,0 м2, устанавливаемую на глубине $H_0 = 3,0$ м

I. Расчет по деформациям

Для проверки по условию (6.19) определяем $R_з$ по табл. 6.7 для отношения $\frac{H_o}{a} = \frac{3}{1,5} = 2$ - $R_з = 6,5$ тс/м2

$m = 1.1,2.1 = 1,2$

где $m_{ср} = 1$

$m_c = 1,2$ - т.к. расстояние между оттяжкой и осью опоры более 5,0 м

$m_c = 1$

Вычисляем правую часть условия (6.19)

$nR_зF_o + q_a \cos\beta = 1,2.6,5.1,5.2+2.0,766 = 24,9$ тс

24,8 тс > 21тс - условие выполняется

2. Расчет по несущей способности

Определяем расчетные параметры грунта обратной засыпки

$\varphi_o = \eta\varphi_I = 0,6 \frac{26}{1.1} = 14^0$

$C_c = \eta C_I = 0,6 \frac{0,9}{2,4} = 0,226$

Величину N_n определяем по приближенной формуле (6.67); для этого предварительно вычисляем объем призмы выпирания и площадь боковой поверхности последней для случая горизонтально расположенной плиты.

$a = 1,5$ м

$a_1 = 1,5+2.3 \cdot tg\ 14^0 = 3,0$ м

$b = 2,0$

$b_1 = 2, + 1,5 = 3,5$ м

$$V = \frac{3}{6} /(2\times3+1,5)3,5+(2\times1,5+3,0)2,0/ = 19,1 \text{ м}^2$$

$$\Sigma\omega = 3\,(1,5+2+3+3,5) = 30 \text{ м}2$$

$$N_{к.о} = 1,7\times19,1+30\cdot0,226\times0,987 = 39,2 \text{ тс}$$

По формуле (6.67)

$$N_п = N_{п.о}\cdot K_р = 39,2\times1,05 = 40 \text{ тс}$$

Вычисляем правую часть условия 6.55

$$\frac{1}{1,2}\,40 + 0,9\times2\times0,766 = 35,5 \text{ тс}$$

$N_в^г = 27,3$ тс $< 35,5$ тс — условие (6.55) выполняется

Таким образом, размеры принятой плиты ПА2 удовлетворяют расчетам по деформациям и по несущей способности.

РАСЧЕТ СВОБОДНОСТОЯЩИХ СТОЕК НА ОПРОКИДЫВАНИЕ[x/]

6.41. Настоящие рекомендации распространяются на проектирование естественных оснований закреплений свободностоящих железобетонных и деревянных опор ВЛ, стоек порталов и опор под оборудование ОРУ подстанций.

6.42. Устойчивость свободностоящих опор, а также стоек порталов и опор под оборудование ОРУ подстанций проверяется расчетом по двум группам предельных состояний.

Для стоек, устанавливаемых в связные грунты с консистенцией $J_L \geqslant 0{,}5$ при относительном заглублении $\frac{h}{d} \geqslant 5$ достаточным является расчет по деформациям.

6.43. Угол поворота стойки свободностоящей железобетонной опоры под действием нормативных горизонтальных нагрузок не должен превышать 0,01 рад.

В конкретных грунтовых условиях (в песчаных грунтах плотных и средней плотности, глинистых при $J_L < 0{,}5$) под действием горизонтальных сил для железобетонных опор допускается принимать угол поворота равным 0,02 рад с обязательной установкой не менее 1 ригеля и проверкой стойки на прочность в соответствии с разделом IУ "Руководства".

Примечание. Не допускается передавать выдергивающие нагрузки на железобетонные стойки, не имеющие специальных анкерующих устройств (портальные опоры с внутренними связями)

---

x/ Для деревянных опор в этот подраздел вошли также проверки прочности грунта на чистое сжатие и выдергивание. (п.п. 6.63 - 6.65)

6.44 По своему конструктивному выполнению закрепления подразделяются на нормальные (безригельные, одноригельные, двухригельные) и специальные.

К нормальным относятся закрепления, осуществляемые с помощью установки стоек в сверленый или отрытый котлован. Закрепления могут выполняться безригельные или ригельные, безбанкеточные или с отсыпкой банкетки.

К специальным относятся закрепления, выполняемые с помощью башмаков с развитой плитой, обетонирования и др. Расчет специальных закреплений выполняется в зависимости от конструктивного решения.

6.45. В грунтовых условиях, приведенных в п.6.47, рекомендуется применять закрепления с использованием свай с закрылками, метод перезаглубления, стойки с обратным конусом, закрепления, обеспечивающие несущую способность без учета почвенного слоя и др. При невозможности применения таких решений, закрепления должны выполняться в сверленые котлованы с обязательной установкой не менее одного ригеля (независимо от расчета).

6.46. Расчет закреплений осуществляется с учетом почвенного слоя. Если толщина почвенного слоя не превышает 0,3 м расчет производится без учета влияния последнего, т. е. грунт, слагающий основание, принимается с отметки дневной поверхности Если толщина почвенного слоя превышает 0.3 м, в расчет вводится толщина, равная фактической, уменьшенной на 0.3 м с характеристиками, принимаемыми по характеристикам грунта.

6.44. По своему конструктивному выполнению закрепления подразделяются на нормальные (безригельные, однорригельные, двухригельные) и специальные.

К нормальным относятся закрепления, осуществляемые с помощью установки стоек в сверленый или открытый котлован. Закрепления могут выполняться безригельные или ригельные, безбанкеточные или с отсыпкой банкетки.

К специальным относятся закрепления, выполняемые с помощью башмаков с разбитой плитой, обетонирования и др. Расчет специальных закреплений выполняется в зависимости от конструктивного решения.

Схемы нормальных закреплений показаны на рис.6.9

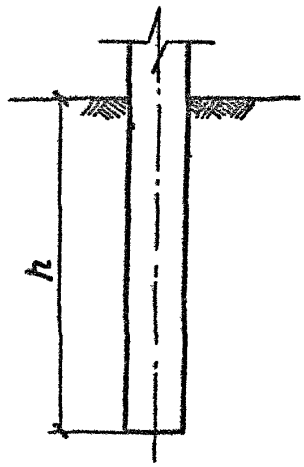
6.45. Стойки свободностоящих опор ВЛ напряжением 220 кВ и выше, проходящих по пахотным участкам, должны устанавливаться по схеме ригельного закрепления.

Расстояние от дневной поверхности до верхней грани ближайшего к поверхности ригеля должно быть не менее 80 см.

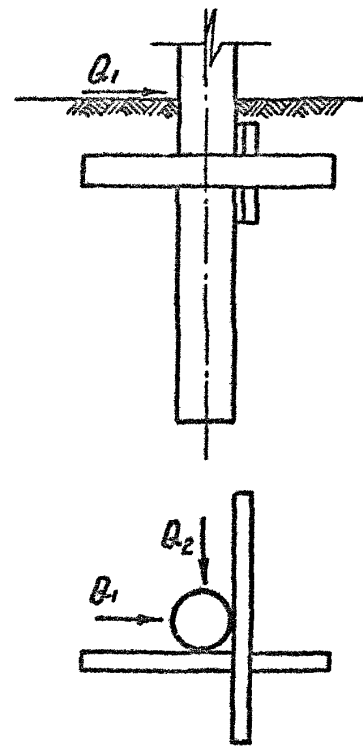
6.46. Расчет закреплений осуществляется с учетом почвенного слоя. Если толщина почвенного слоя не превышает 0,3 м расчет производится без учета влияния последнего, т.е. грунт, слагающий основание, принимается с отметки дневной поверхности. Если толщина почвенного слоя превышает 0,3 м, в расчет вводится толщина, равная фактической, уменьшенной на 0,3 м с характеристиками, принимаемыми по характеристикам грунта

Аннулировано
Заменено на 62и.
НиТМ № 25/8-72 от 8.08.78.

Безригельное закрепление



Одноригельное закрепление



Двухригельное закрепление

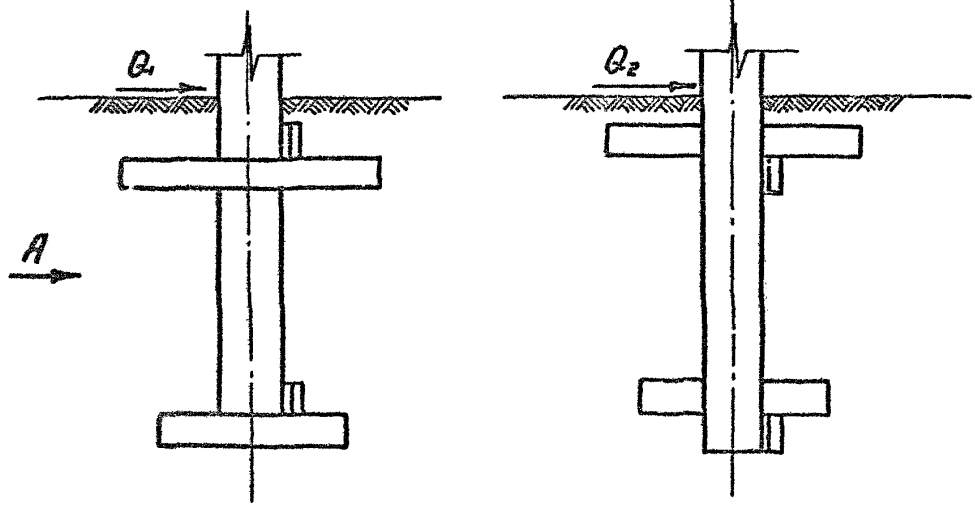


Рис. 6.9 Схемы нормальных закреплений

подстилающего слоя, умноженным на коэффициенты, значения которых принимаются в зависимости от типа и состояния грунта подстилающего слоя:

при песчаных грунтах плотных - 0,7
то же, средней плотности - 0,85
то же, рыхлых - I,0
при глинистых грунтах с консистенцией $J_L \leq 0,5$ - 0,9
то же, с консистенцией $J_L > 0,5$-I,0

6.47. В грунтовых условиях с большой толщиной почвенно-растительного слоя, регулярно обрабатываемого путем вспашки, в районах с интенсивными атмосферными осадками, расчет закреплений при отсутствии мероприятий по защите грунта основания от увлажнения должен выполняться с использованием характеристик грунтов, определяемых с учетом режима осадков и возможных колебаний уровня грунтовых вод в соответствии с требованиями действующих нормативов.

6.48. Расчет закреплений в грунтах ненарушенной структуры выполняется с использованием характеристик грунтов, полученных по данным инженерно-геологических изысканий на основании лабораторных определений или по справочным таблицам, с учетом п.6.I2, п.6.I3.

Расчет закреплений в грунтах нарушенной структуры выполняется с использованием характеристик грунтов, значения которых принимаются по указаниям п.6.I3 -6.I6.

При применении специальных методов уплотнения характеристики грунтов должны приниматься по данным специальных исследований.

6.49. Характеристики грунтов банкеток принимаются как для грунтов нарушенной структуры в соответствии с указаниями п.п. 6.I3-6.I6.

6.50. Если по глубине заложения стойки располагаются слои грунтов с различными характеристиками, в расчет вводится средневзвешенное значение, определяемое по формуле:

$$A = \frac{\sum A_i h_i}{h} \qquad (6.7I)$$

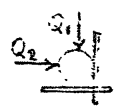
где A_i - характеристика грунта

h_i - толщина i-го слоя грунта с характеристикой A_i

h - глубина заложения

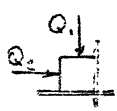
6.5I. Расчет закреплений по несущей способности на нагрузки, действующие одновременно во взаимоперпендикулярных плоскостях, допускается производить на нагрузки в каждой плоскости раздельно с введением дополнительных коэффициентов условий работы m_g, принимаемых по табл.6.I3

Для круглых стоек коэффициент m_g вводится на предельную горизонтальную силу в каждой плоскости действия нагрузки; для квадратных стоек - только на значение пассивного давления грунта на ригели.

1. 

$Q_1 \neq Q_2$ — $M_1 \neq M_2$

1. $m_g Q_n$

2. 

2. $m_g A$, где A - по указаниям п 6.56.

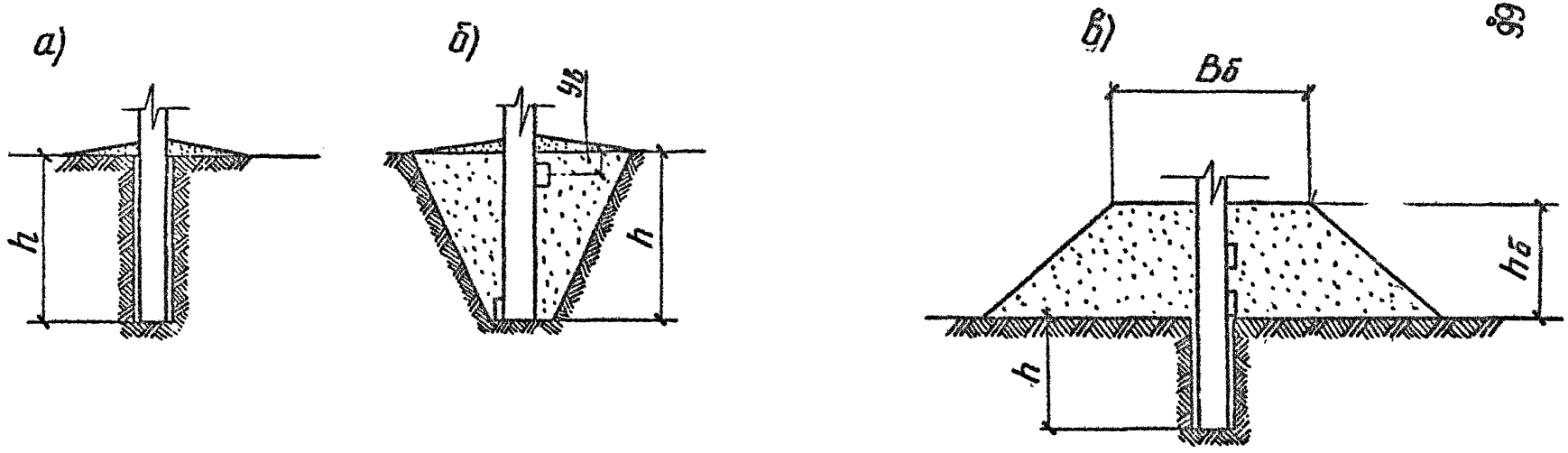


Рис. 6.10 Схемы закрепления стоек опор в грунте

а). в сверленом котловане, б) в копаном котловане; в) с банкеткой в сверленом котловане

Таблица 6.13

$\frac{M_I}{M_2}$ при $M_I<M_2$ или $\frac{M_2}{M_I}$ при $M_I>M_2$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	I,0
m_q	I,0	0,86	0,77	0,73	0,7I	0,7I

Примечание M_I и M_2 - опрокидывающие моменты во взаимно-перпендикулярных плоскостях.

6.52. Расчет закрепления по несущей способности выполняется с учетом пассивного давления грунта и сил трения (по боковым поверхностям) на стойку и ригели.

Расчетом не учитываются:
активное давление грунта на стойку и ригели; изменение угла плоскости скольжения выпираемого объема грунта вследствие поворота закрепления ; несовпадение равнодействующей давления грунта на ригель с горизонтальной осью поперечного сечения ригеля.

6.53. При расчете закреплений с банкетками на участке, расположенном ниже отметки поверхности природного грунта учитываются те же силы сопротивления, что и для закреплений без

банкеток: в пределах грунта банкетки учитывается только давление грунта на ригель и сила трения на боковой поверхности ригеля.

Расчет стоек на опрокидывание по несущей способности

6.54. Расчет закрепления стоек по несущей способности на действие горизонтальной силы производится по формуле:

$$Q^{p} \le \frac{1}{K_{н}} m_{з} Q_{n} \qquad (6.72)$$

где Q^{p} – расчетная горизонтальная сила на отметке поверхности грунта полученная в результате расчета опоры;

$K_{н}$ – коэффициент надежности, принимаемый по табл. 6.10;

$m_{з}$ – коэффициент условий работы закрепления, принимаемый по табл. 6.14.

Q_{n} – предельная горизонтальная сила, приложенная на высоте H; определяемая по указаниям п.6.55.

6.55. При расчете закреплений все действующие на опору нагрузки каждого нормируемого сочетания должны быть заменены двумя силами: горизонтальной сосредоточенной силой Q, приложенной на высоте $H = \frac{M}{Q}$ от отметки поверхности земли и вертикальной силой N, приложенной на отметке подошвы стойки (см. схему на рис. 6.11)

При этом, нагрузки M, Q и N, действующие на закрепление, должны приниматься по соответствующим усилиям, действующим в сечении стойки на отметке поверхности грунта, полученным в результате статического расчета опоры.

кеток; в пределах грунта банкетки учитывается только ление грунта на ригель и сила трения на боковой поверхти ригеля.

Расчет стоек на опрокидывание по несущей способности

6.54. Расчет закрепления стоек по несущей способности действие горизонтальной силы производится по формуле:

$$Q^{p} \leq \frac{1}{K_{н}} m_{з} Q_{п} \qquad (6,72)$$

Q^{p} – расчетная горизонтальная сила на отметке поверхности грунта, полученная в результате расчета опорн;

$K_{н}$ – коэффициент надежности, принимаемый по табл.6.10

$m_{з}$ – коэффициент условий работы закрепления, принимаемый по табл. 6.14

$Q_{п}$ – предельная горизонтальная сила, определяемая по указаниям п.6.56

6.55. При расчете закреплений все действующие на опору грузки каждого нормируемого сочетания должны быть заменены ми силами: горизонтальной сосредоточенной силой Q, приенной на высоте $H = \frac{M}{Q}$ от отметки поверхности земли и ртикальной силой N, приложенной на отметке подошвы рйки (см. схему на рис. 6.11)

При этом, нагрузка M, Q и N, действующие на закпление, должны приниматься по соответствующим усилиям, йствующим в сечении стойки на отметке поверхности грунта, кученным в результате статического расчета опорн.

Аннулировано. Заменено на 69и. НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

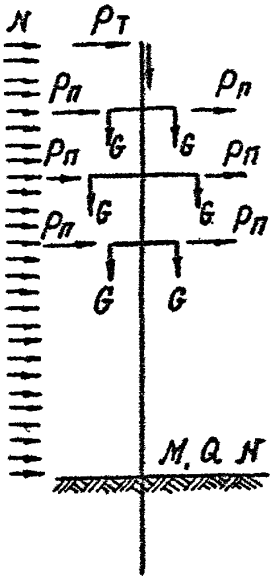


Схема действующих нагрузок



Схема, принимаемая в расчете закрепления

M, Q и N – усилия в сечении стойки на отметке поверхности грунта при расчете по деформированной схеме

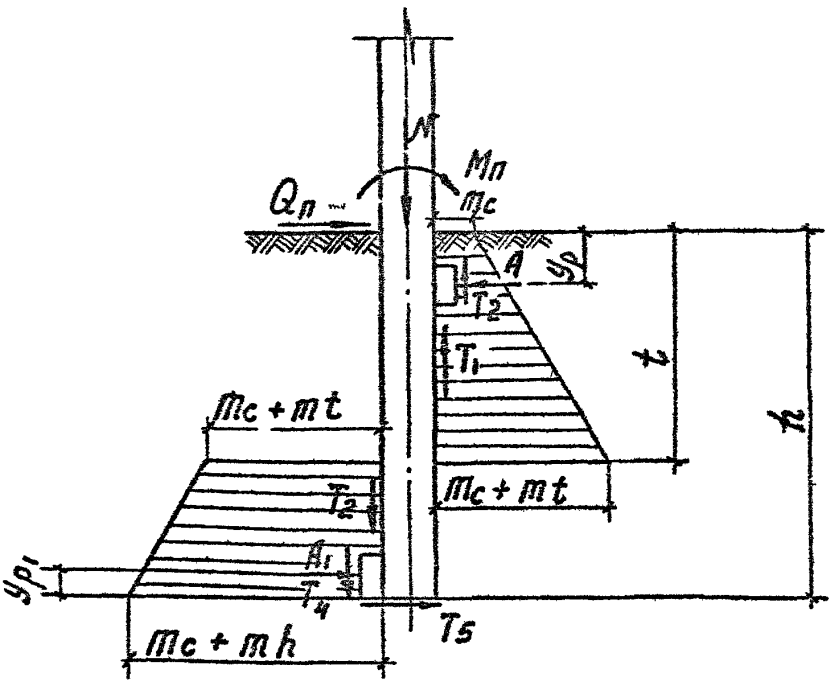


Рис.6.11 Схемы к расчету стоек на опрокидывание.

6.56. Величина предельной горизонтальной силы в общем случае при наличии верхнего и нижнего ригелей определяется по формуле:

$$Q_n = \frac{\omega}{\alpha+\theta}\left[U\left\{\frac{2}{3}\left[\theta^3+3\eta\left(\theta^2-\theta+\frac{1}{2}\right)-\frac{3}{2}\theta+1\right]+(2\eta+1)f_d\right\}+\right.$$

$$\left.+A\left(\theta-\frac{y_{p2}}{h}+\lambda_d\right)+A_1\left(1-\theta-\frac{y_{p1}}{h}+\lambda_{d_1}\right)+fN(1-\theta)\right], \quad (6.73)$$

где: ω – коэффициент формы эпюры давления грунта на стойку,

$$\omega = 1-0,03\,c_1$$

α – отношение высоты приложения горизонтальной силы к глубине погружения стойки в грунт, отсчитываемые от уровня спланированной поверхности грунта; $\alpha = \frac{H}{h}$

θ – относительная глубина центра поворота, определяемая по формулам 6.78, 6.79.

U – пассивное давление грунта на стойку, определяемое по формуле 6.74.

η – безразмерный коэффициент, определяемый как отношение

$$\eta = \frac{m_e}{m_c h}$$

f_d – безразмерный коэффициент

$$f_d = \frac{f b_0}{2h}$$

ПРИМЕЧАНИЕ: Значение предельного момента может быть определено из выражения

$$M_n = Q_n H$$

6.56. Величина предельной горизонтальной силы в общем случае при наличии верхнего и нижнего ригелей определяется по формуле:

$$P_n = \frac{\omega}{\alpha+\theta}\left[U\left\{\frac{2}{3}\left[\theta^3+3\eta\left(\theta^2-\theta+\frac{1}{2}\right)-\frac{2}{3}\theta+1\right]+(2\eta+1)f_d\right\}+\right.$$

$$\left.+A\left(\theta-\frac{y_{dp}}{h}+\lambda_d\right)+A_1\left(1-\theta-\frac{y_{d1}}{h}+\lambda_{d_1}\right)+fN(1-\theta)\right] \qquad (6.73)$$

где ω - коэффициент формы эпюры давления грунта на стойку;

$$\omega = 1-0{,}03\,C_1$$

α - отношение высоты приложения горизонтальной силы к глубине погружения стойки в грунт, отсчитываемые от уровня спланированной поверхности грунта;

$$\alpha = \frac{H}{h}$$

θ - относительная глубина центра поворота, определяемая по указаниям п. 6.78, 6.79

U - пассивное давление грунта на стойку, определяемое по формуле 6.74

η - безразмерный коэффициент, определяемый как отношение:

$$\eta = \frac{m_c}{m\,h}$$

f_d - безразмерный коэффициент

$$f_d = \frac{f\,b_0}{2h}$$

Аннулировано
Заменено на 70и
НИТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

A и A_1 – давление грунта соответственно на верхний и нижний ригели, определяемые по выражениям 6.75, 6.76 и 6.77

y_{gr} – расстояние от поверхности грунта до середины высоты ригеля, м ;

y_{gr1} – расстояние от нижнего основания стойки до середины высоты нижнего ригеля, м ;

h – заглубление стойки в грунте, м ;

f – коэффициент трения грунта по бетону, принимаемый по таблице приложения 4.

N – осевая сжимающая сила, тс

λ_d, λ_{d_1} – безразмерные коэффициенты, определяемые по выражениям

$$\lambda_d = \frac{\left(\frac{b_0}{2} + a\right) f}{h}$$

$$\lambda_{d_1} = \frac{\left(\frac{b_0}{2} + a_1\right) f}{h}$$

где b_0 – ширина или диаметр стойки, средние по высоте заглубления, м ;

a, a_1 – соответственно ширина верхнего и нижнего ригелей, м;

Для определения Q_n по формуле (6.73) необходимо вычислить следующие параметры и слагаемые:

1. $m = \gamma_I \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi_I}{2}\right)$

2. $m_c = 2 C_I \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi_I}{2}\right)$

где: φ_I, C_I и γ_I – по указаниям п.п. 6.12 – 6.16

ПРИМЕЧАНИЕ: При установке стоек в котлован в выражениях для m, m_c, а также $tg\psi$ вместо φ_I, C_I и γ_I подставляются значения $\varphi_{s,I}$, $C_{s,I}$ и γ_s

3. $b = b_o - K_{og}$

где: b_o – геометрический размер ширины стойки в пределах заглубленной в грунт части

$$K_{og} = 1 + C_{og}\frac{h}{b_o}$$

Коэффициент C_{og} определяется по табл. 6.9 или из выражения

$$C_{og} = \frac{2}{3}\,\frac{tg\frac{\psi}{5}}{tg\left(45^\circ - \frac{\psi}{2}\right)}$$

$$tg\psi = tg\varphi_I + \frac{C_I}{\sigma}$$

(σ = 10 тс/м2, если C_I в тс/м2)

4. $$u = \frac{mbh^2}{2} \qquad (6.74)$$

5. $$A = (l_p - b_o)h_p(m_c + m\gamma_p)\left(1 + \frac{0.3}{l_p}\right) \qquad (6.75)$$

$$A_1 = (l_{p1} - b_o)h_{p1}\left[m_c + m(h - \gamma_p)\right]\left(1 + \frac{0.3}{l_{p1}}\right) \qquad (6.76)$$

где: h_p и h_{p1} – соответственно высота верхнего и нижнего ригелей, м;

l_p и l_{p1} – соответственно длина верхнего и нижнего ригелей, м.

где φ_I, C_I и γ_I – по указаниям п.п. 6.12–6.16

Примечание. При установке стоек в копаный котлован в выражениях для m, m_c, а также $tg\,\psi$ вместо φ_I, C_I и γ_I подставляются значения φ_{3I}, C_{3I} и γ_3

3. $b = b_0 \cdot K_{og}$

где $K_{og} = 1 + C_{og}\dfrac{h}{b_0}$

где b_0 – геометрический размер ширины стойки в пределах заглубленной в грунт части

Коэффициент C_{og} определяется по табл.6.9 или из выражения

$$C_{og} = \frac{2}{3}\,\frac{tg\,\frac{\psi}{5}}{tg\,(45^\circ - \frac{\psi}{2})}$$

$$tg\,\psi = tg\,\varphi_I + \frac{C_I}{\sigma}$$

(σ = 10 тс/м2, если C_I в тс/м2)

4. $$U = \frac{m b h^2}{2} \qquad (6.74)$$

5. $$A = (l_p - b_0)h_p(m_c + m y_p)\left(1 + \frac{0.3}{l_p}\right) \qquad (6.75)$$

$$A_1 = (l_{p1} - b_0)h_{p1}\left[m_c + m(h - y_p)\right]\left(1 + \frac{0.3}{l_{p1}}\right) \qquad (6.76)$$

где h_p и h_{p1} – соответственно высота верхнего и нижнего ригелей, м ;

l_p и l_{p1} – соответственно длина верхнего и нижнего ригелей, м .

Аннулировано
Заменено на 72м.
НиТМ N. 25/8-78 от 8.08.78.
внесено изменение
с листа

При расположении ригеля в грукте банкетки давление на ригель определяется по формуле

$$A = A_3 = \ell_p h_p \left[m_e + m(h_5 - y_p) \right] \qquad (6.77)$$

6.57. Относительная глубина центра поворота Θ определяется из уравнения

$$\Theta^3 + \frac{3}{2}(\alpha+\eta)\Theta^2 + 3\alpha\eta\Theta = \frac{1}{4}\left[(2\eta+1)(3\alpha+3f_d+2)-\eta\right] + \qquad (6.78)$$

$$+ \frac{3}{4} f_N (1+\alpha) - \frac{3}{4}\left[\varepsilon(\alpha + \frac{y_p}{h} - \lambda_d) - \varepsilon_1(\alpha - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_1 + 1)\right]$$

где: $\varepsilon = \frac{A}{U}$; $\varepsilon_1 = \frac{A_1}{U}$; $f_N = \frac{f_d N}{U}$

Остальные обозначения – см. ф-лу 6.73

Допускается Θ определять по формуле

$$\Theta = -\frac{B}{2} + \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 - C} \qquad (6.79)$$

где: $B = \dfrac{3\alpha\eta - 0.5625}{\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1.5}$ (6.80)

$$C = \frac{-\frac{1}{4}\left\{\left[(2\eta+1)(3\alpha+3f_d+2)-\eta\right] - 3\left[\varepsilon(\alpha+\frac{y_p}{h}-\lambda_d) - \right.\right.}{\left[\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1.5\right]}$$

$$\left.\left. \frac{-\varepsilon_1(\alpha - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_{d1}+1)\right] + 3f_N(1+\alpha)\right\} + 0{,}03125}{\left[\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1.5\right]} \qquad (6.81)$$

ПРИМЕЧАНИЕ: При расположении верхнего ригеля в банкетки y_p в ф-лах 6.73, 6.72 и 6.81 принимается его знаком (–).

При $\Theta < \frac{y_p}{h}$ в формуле (6.73) принимается $\Theta = \frac{y_p}{h}$

При $\Theta > (1 - \frac{y_{p1}}{h})$ в формуле (6.73) принимается $\Theta = 1 - \frac{y_{p1}}{h}$

Если при закреплении с отсыпкой банкетки получается $\Theta < 0$, то в формуле (6.73) принимается $\Theta = 0$.

При расположении ригеля в грунте банкетки давление на ригель определяется по формуле

$$A = A_\delta = \ell_p h_p \left[m_c + m\left(h_\delta - y_{dp}\right)\right] \qquad (6,77)$$

6.57. Относительная глубина центра поворота θ определяется из уравнения

$$\theta^3 + \frac{3}{2}(\alpha+\eta)\theta^2 + 3\alpha\eta\theta = \frac{1}{4}\left[(2\eta+1)(3\alpha+3f_d+2) - \eta\right] + \qquad (6,78)$$

$$+ \frac{3}{4} f_N (1+\alpha) - \frac{3}{4}\left[\varepsilon\left(\alpha + \frac{y_{dp}}{h} - \lambda_d\right) - \varepsilon_1\left(\alpha - \frac{y_{dp1}}{h} + \lambda_{d_1} + 1\right)\right]$$

где $\varepsilon = \frac{A}{U}$; $\varepsilon_1 = \frac{A_1}{U}$; $f_N = \frac{f_N \Gamma}{U}$

Допускается θ определять по формуле

$$\theta = -\frac{B}{2} + \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 - C} \qquad (6.79)$$

где $$B = \frac{3\alpha\eta - 0{,}5625}{\frac{3}{2}(\alpha+\eta) + 1{,}5} \qquad (6.80)$$

$$C = \frac{-\frac{1}{4}\left[(2\eta+1)(3\alpha+3f_d+2) - \eta\right] - 3\left[\varepsilon\left(\alpha + \frac{y_{dp}}{h} - \lambda_d\right) - \right.}{\left[\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1{,}5\right]}$$

$$\frac{\left. - \varepsilon_1\left(\alpha - \frac{y_{dp1}}{h} + \lambda_{d_1} + 1\right)\right] + 3f_N(1+\alpha)\} + 0{,}03125}{\left[\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1{,}5\right]} \qquad (6.81)$$

При $\theta < \frac{y_{dp}}{h}$ в формуле (6.78) принимается $\theta = \frac{y_{dp}}{h}$

при $\theta > \left(1 - \frac{y_{dp1}}{h}\right)$ в формуле (6.78) принимается $\theta = 1 - \frac{y_{dp1}}{h}$

Если при закреплении с отсыпкой банкетки получается $\theta < 0$, то в формуле (6.78) принимается $\theta = 0$.

Аннулировано
Заменено на 73II.
НИТМ № 25/8-78 от 8.08.78

Таблица 6.14

Виды песчаных грунтов и консистенция глинистых грунтов	Коэффициент условий работы закрепления m_3	
	Закрепления	
	грунт ненарушенной структуры	грунт нарушенной структуры
Пески:		
Крупные	I,I	I,0
Средней крупности	I,05	I,0
Мелкие	I,I	I,0
Пылеватые	I,I5	I,05
Супеси:		
$J_L \leq 0,25$	I,3	I,2
$J_L > 0,25$	I,4	I,3
Суглинки		
$J_L \leq 0,25$	I,25	I,I5
$0,25 < J_L \leq 0,5$	I,4	I,25
$J_L > 0,5$	I,4	I,25
Глины		
$J_L \leq 0,25$	I,5	I,3
$0,25 < J_L \leq 0,5$	I,5	I,3
$J_L > 0,5$	I,5	I,4

Расчет стоек на опрокидывание по деформациям

6.58. Расчет закреплений стоек железобетонных опор по деформациям производится по формуле:

$$\beta \leq \beta^{н} \qquad (6,82)$$

где β - угол поворота стойки под действием горизонтальной силы,

$\beta^{н}$ - предельная величина угла поворота, принимаемая по указаниям п.п. 6.43

6.59. Угол поворота в зависимости от схемы нормального закрепления определяется по формулам:

I. Безригельное закрепление

$$\beta = \frac{3Q}{4Eh^2}(6\alpha + 3)\nu \qquad (6.83)$$

2. Ригельное закрепление:

а) безбанкеточное

$$\beta = \frac{3Q}{8Eh^2}\left[(6\alpha+5)\nu_{в} + (6\alpha+1)\nu_{н}\right] \qquad (6,84)$$

б) с банкеткой

$$\beta = \frac{3Q}{8Eh^2}\left[(6\alpha_{п}+5)\nu_{в} + (6\alpha_{п}+1)\nu_{н}\right] \qquad (6.85)$$

В формулах 6.83-6.85

Q - горизонтальная сила (нормативная), действующая на высоте H, определяемая согласно п.6.55

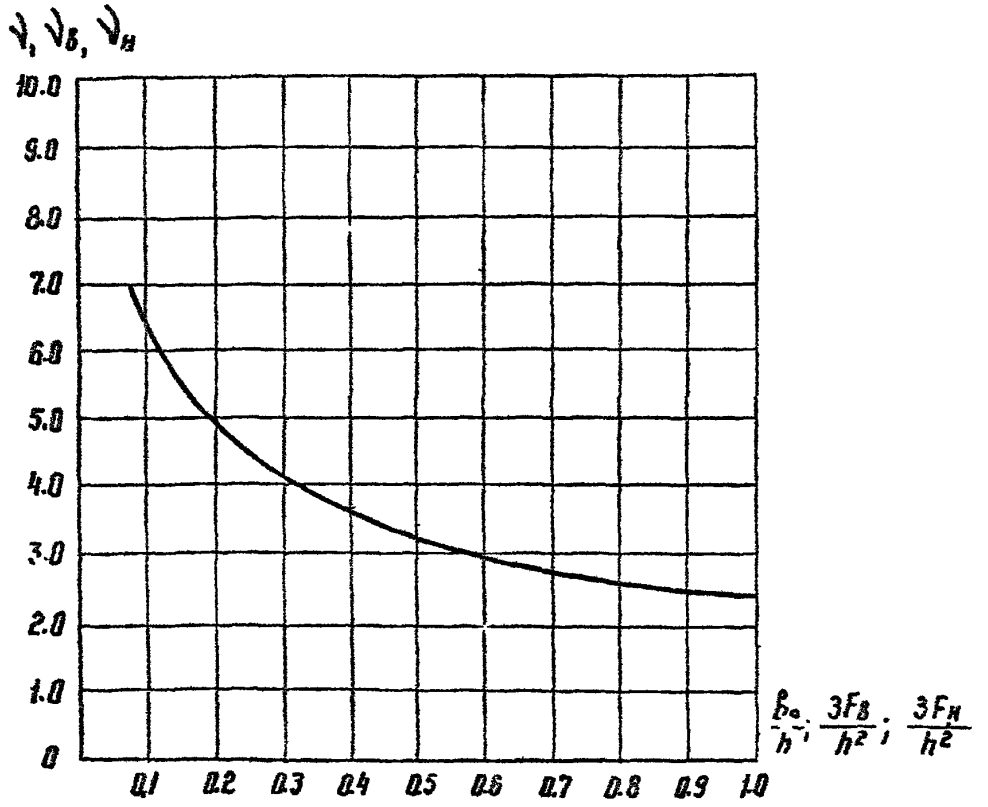


Рис. 6.12 График зависимости коэффициентов $\nu = f\left(\frac{b_0}{h}\right)$; $\nu_в = f\left(\frac{3F_в}{h^2}\right)$ и $\nu_н = f\left(\frac{3F_н}{h^2}\right)$

Коэффициент ν в зависимости от отношения $\frac{b_0}{h}$;

Коэффициент $\nu_в$ в зависимости от отношения $\frac{3F_в}{h^2}$;

Коэффициент $\nu_н$ в зависимости от отношений $\frac{3F_н}{h^2}$ для двухригельного и $\frac{b_0}{h}$ для одноригельного закреплений

$F_в$ — площадь боковой поверхности верхнего ригеля;

$F_н$ — площадь боковой поверхности нижнего ригеля;

α – то же, что в формуле 6,73

E – модуль деформации грунта, принимаемый по табл.I,3 Приложения I, тс/м2

h – глубина погружения стойки в грунте, м

$\gamma, \gamma_g, \gamma_H$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по графику на рис. 6.I2

Углы поворота нормальных банкеточных закреплений определяются по формулам 6.83-6.85 с заменой соответственно h и α на h_n, h'_n и α_n, α'_n.

При закреплении в грунтах ненарушенной структуры

$$\alpha_n = \frac{H_n}{h_n} \qquad H_n = H - \frac{1}{4} h_g \qquad h_n = h + \frac{1}{4} h_g$$

При закреплении в грунтах нарушенной структуры

$$\alpha'_n = \frac{H'_n}{h'_n} \qquad H'_n = H - \frac{1}{2} h_g \qquad h'_n = h + \frac{1}{2} h_g$$

где H – высота приложения горизонтальной силы, отсчитываемая от отметки основного грунта,

h_g – высота банкетки.

6.60. Допускается величину угла поворота стоек диаметром 500-700 мм под действием приложенной на высоте H горизонтальной силы определять по формуле:

$$\beta = K \frac{Q}{E} \qquad (6,86)$$

где Q - нормативное значение действующей на высоте H горизонтальной силы, тс

E - модуль деформации грунта, тс/м2

K - коэффициент, учитывающий параметры закрепления и высоту H, определяемый по графику на рис.6.I3

6.6I. При расположении строительной площадки на грунтах, которые исключают возможность образования узких котлованов с помощью сверления на полную глубину, допускается заглубление стойки осуществлять не менее, чем на I/I0 полной высоты опоры, но не менее I,5 м. В этом случае закрепление осуществляется с насыпными банкетками с обязательной установкой верхнего ригеля. Ширина банкетки (рис.6.I0) определяется по формуле:

$$B_б = \frac{2\left(h_б - \varphi_{gр} + \frac{h_р}{2}\right)}{tg\left(45° - \frac{\varphi_б}{2}\right)} + l_р + 2a \qquad (6.87)$$

но не менее длины ригеля, увеличенной на 0,5 м

$$B_б \geq l_р + 0.5$$

Высота банкетки назначается по расчету в зависимости от нагрузок и характеристик грунта ; при этом расстояние от верхнего обреза ригеля до верхнего основания банкетки должно быть не менее ширины ригеля $h_р$ и не менее 0,6 м

$\varphi_б$ - угол внутреннего трения грунта банкетки.

Угол откоса банкетки принимается не более $\varphi_б$

6.62. Расчет оснований стоек деревянных опор на опрокидывание производится по указаниям п.п. 6.54-6.57.

Отсутствует лист 78 и

Аннулировано
Заменено на 78И.
НиТМ N 25/8-78 от 8.08.78.

3041 тм-т2-79 и

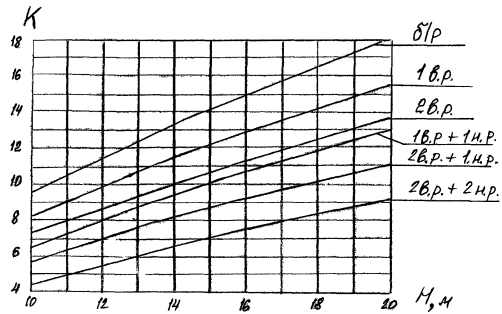


Рис. 6.13. График зависимости $K = f(H)$

б/р - без ригеля

в.р. - верхний ригель

н.р. - нижний ригель

цифры обозначают количество ригелей

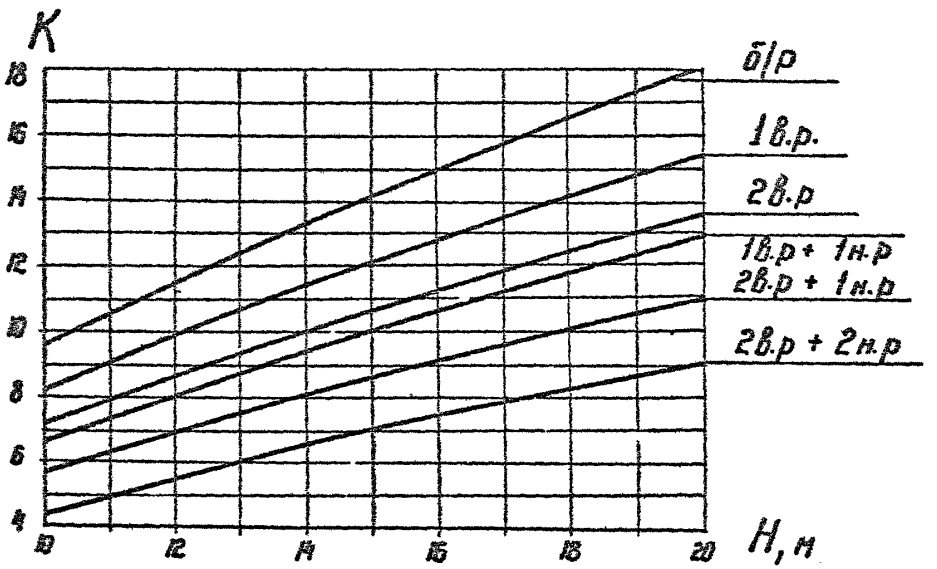


Рис. 6.13. График зависимости $K = f(H)$

в.р – верхний ригель

н.р. – нижний ригель

Аннулировано
Заменено на 79и
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78

Закрепление стоек промежуточных опор всех типов в аварийном режиме и промежуточных с крестовыми связями в нормальном режиме работы ВЛ расчетом на опрокидывание не проверяется.

Расчет на опрокидывание стоек анкерно-угловых опор АП-образной конструкции производится как одностоечных опор. Горизонтальная нагрузка, приходящаяся на одну стойку опоры, прикладывается в месте прикрепления нижней поперечины.

При расчете закреплений ширина элементов принимается равной:

а) для одиночного круглого сечения $b_0 = d_0$ (рис. 6.14, б(1))

б) для составного сечения меньшее из значений: $b_0 = 3d_0$ или $b_0 = a + d_0$ (см. рис. 6.14, б(2))

где d_0 - средний диаметр части стойки, находящейся в грунте.

6.63. Расчет оснований стоек деревянных опор по деформациям на действие выдергивающих усилий (для ригельного закрепления) выполняется по формуле:

$$N_6^н \leq R_g F_0 \qquad (6,88)$$

где $N_6^н$ - нормативное вырывающее усилие;

R_g - расчетное давление на грунт засыпки, принимаемое по табл. 6.15

F_0 - площадь, передающая давление на грунт при выдергивании.

6.64. На действие сжимающих нагрузок производится проверка по условию:

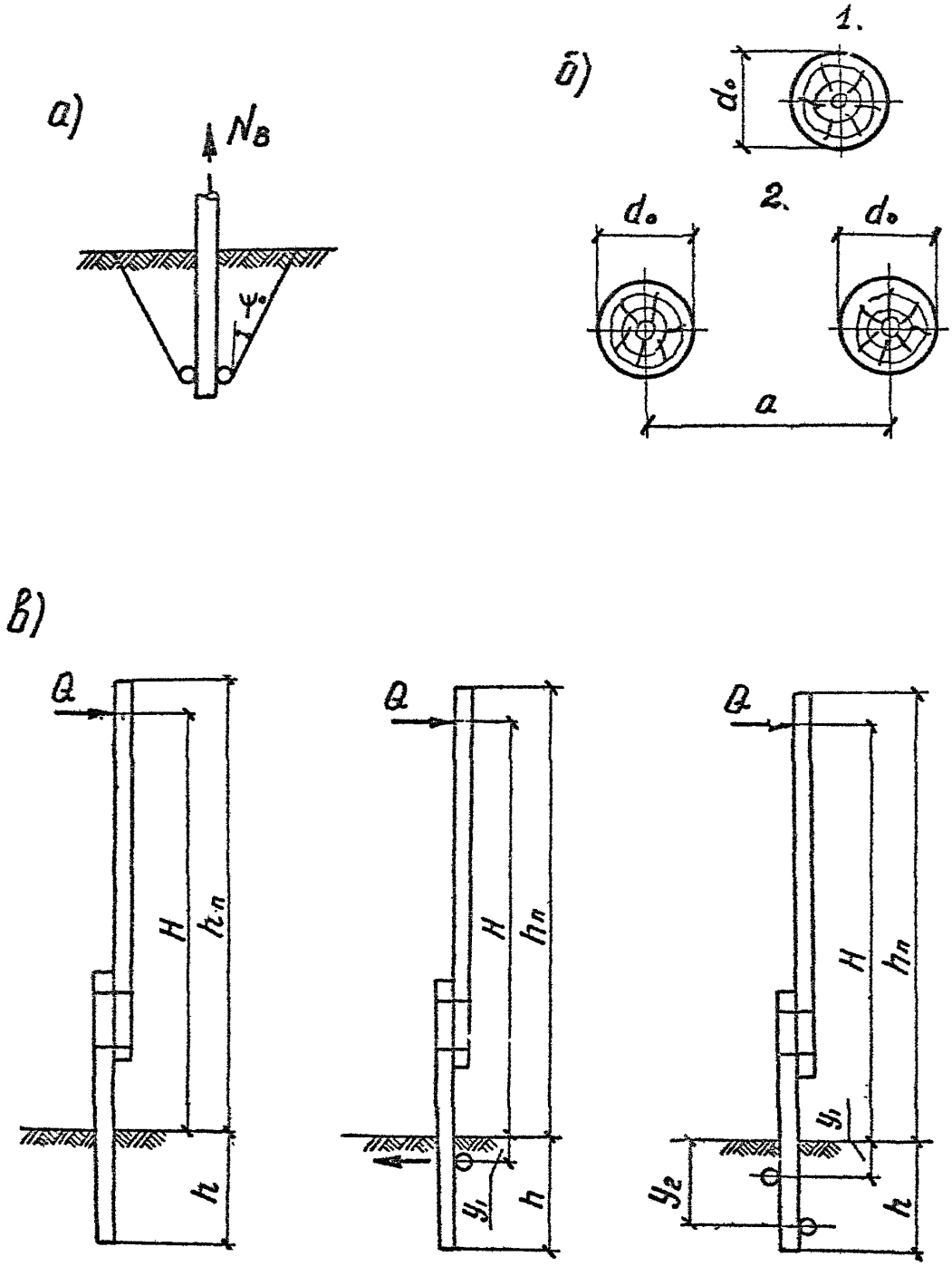


Рис.6.14. Схемы закрепления стоек деревянных опор в грунте

$$\frac{\sum N^{н}}{F} \leq R_{s} \qquad (6.89)$$

где $\sum N^{н}$ - суммарное нормативное сжимающее усилие,

F - площадь, через которую передается сжимающая нагрузка на грунт,

R_{s} - расчетное давление на грунт, принимаемое по указаниям п. 6.25

6.65. Расчет оснований деревянных заанкеренных стоек (рис.6.14,а) по устойчивости на действие осевой выдергивающей силы, производится по формуле

$$N_{t}^{р} \leq \frac{1}{K_{н}} (\gamma_{I} V + \sum \omega C_{o}) \qquad (6.90)$$

где $N_{t}^{р}$ - расчетное выдергивающее усилие,

$\gamma_{I} V$ - вес грунта в объеме обелиска, образуемого при выдергивании ; объем V определяется плоскостями, проходящими через обрезы ригельного закрепления под углом φ_{o} к вертикали ;

$\sum \omega$ - боковая поверхность обелиска выдергания,

γ_{I} - объемный вес грунта,

$K_{н}$ - коэффициент надежности, принимаемый по табл.6.10

φ_{o}, C_{o} - определяется по формулам (6.43, 6,44)

Таблица 6.15

Наименование опор	Глубина заложения, м	R_g, кгс/см²			
		Глины, суглинки и супеси при консистенции $J_L \leq 0,5$		Пески средней крупности и мелкие при степени влажности $G \leq 0,8$	
		Степень уплотнения грунта засыпки с доведением объемного веса до:			
		1,55 тс/м³	1,7 тс/м³	1,55 тс/м³	1,7 тс/м³
Промежуточные прямые (нормальные)	2,5 и более	—	1.20	—	1.20
Анкерно-угловые, промежуточные угловые (нормальные)	2,5 и более	—	0.80	—	0.80

Примечания

1. Расчетные давления для глин и суглинков мягкопластичной консистенции и пылеватых маловлажных песков могут быть получены умножением табличных значений на коэффициент 0,8

2. В аварийных режимах работы ВЛ табличные значения расчетных давлений могут быть увеличены на 15%.

3. Приведенные в таблице значения расчетных давлений справедливы для промежуточных опор с базой 3,5–5,25 м и угловых · 5–8 м.

Пример 4.

Расчет закрепления железобетонной стойки

Расчетные усилия в опорном сечении стойки:

$M_p = 19,2$ тс/м; $Q_p = 0,96$ тс; $N_p = 8$ тс

Нормативная горизонтальная сила в опорном сечении

$Q^н = 0,74$ тс

Коническая стойка диаметром в комле 0,56м, устанавливается в сверленый котлован диаметром 0,70м на глубину 3,0м

Грунтовые условия:

с поверхности на глубину 5,6м залегает суглинок с консистенцией $J_L = 0,23$ и нормативными характеристиками $\varphi^н = 23°$, $c^н = 2,1$ тс/м2, $E = 2100$ тс/м2, $\gamma = 1,95$ тс/м3. Ниже залегают суглинки твердой консистенции.

В соответствии с п.6.13 коэффициент безопасности по грунту $K_г$ для определения расчетных характеристик грунтов принимается по табл. 6.1.

Заполнение пазух котлована предусмотрено крупным песком.

1. Определяем высоту приложения горизонтальной силы.

$$H = \frac{19,2}{0,96} = 20 \text{ м}$$

2. Расчетные характеристики грунтов

$$\varphi_I = \frac{23}{1,1} = 21°$$

$$c_I = \frac{2,1}{2,4} = 0,875 \text{ тс/м2}$$

3. Вычисляем параметры и коэффициенты необходимые для определения Q_n

Пример 4.

Расчет закрепления железобетонной стойки

Расчетные усилия в опорном сечении стойки:

$M_p = 19{,}2$ тс/м $\quad Q^{\circ} = 0{,}96$ тс ; $\quad N^{p} = 8$ тс

Коническая стойка диаметром в комле 0,56 м, устанавливается в сверленый котлован диаметром 0,70 м на глубину 3 м

Грунтовые условия :

с поверхности на глубину 5,6 м залегает суглинок с консистенцией $J_L = 0{,}23$ и нормативными характеристиками $\varphi^{н} = 23^{\circ}$, $C^{н} = 2{,}1$ тс/м2, $E = 2100$ тс/м2. $\gamma = 1{,}95$ тс/м^3. Ниже залегают суглинки твердой консистенции.

В соответствии с п. 6.13 коэффициент безопасности по грунту $K_г$ для определения расчетных характеристик грунтов принимается по табл. 6.1

Заполнение пазух котлована предусмотрено крупным песком.

1. Определяем высоту приложения горизонтальной силы

$$H = \frac{19{,}2}{0{,}96} = 20 \text{ г}$$

2. Расчетные характеристики грунтов

$$\varphi_1 = \frac{23}{1{,}1} = 21^{\circ}$$

$$C_1 = \frac{2{,}1}{2{,}4} = 0{,}875 \text{ тс/м2}$$

Аннулировано
Замечено на 84и
НиТМ N 25/8-78 от 8.08.78

3. Вычисляем параметры и коэффициенты, необходимые для определения $Q_п$.

$$tg\psi = tg\varphi_I + \frac{C_I}{\sigma} = 0{,}384 + \frac{0{,}875}{1'} = 0{,}471 \quad - \quad \psi = 25^\circ$$

по табл. 6.9 – $C_{og} = 0{,}092$

$$K_{og} = 1 + C_{og}\frac{h}{b_o} = 1 + 0{,}092\,\frac{3}{0{,}545} = 1{,}5$$

расчетная ширина стойки b

$$b = b_o K_{og} = 0.545 \cdot 1{,}5 = 0{,}817 \text{ м}$$

Коэффициенты пассивного давления m и m_c

$$m = \gamma_I tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right) = 1{,}95\, tg^2\left(45^\circ + \frac{21^\circ}{2}\right) = 4{,}09 \text{ тс/м}^3$$

$$m_c = 2C_I tg\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right) = 2 \cdot 0{,}875\, tg\left(45^\circ + \frac{21}{2}\right) = 2{,}55 \text{ тс/м}^2$$

$$U = \frac{m b h^2}{2} = \frac{4.09 \cdot 0{,}817 \cdot 3^2}{2} = 15 \text{ тс}$$

$$\eta = \frac{m_c}{m h} = \frac{2.55}{4.09 \cdot 3} = 0{,}21$$

$$\alpha = \frac{H}{h} = \frac{20}{3} = 6.67$$

$$f_N = \frac{f \cdot N}{U} = \frac{0.35 \cdot 8}{15} = 0{,}19$$

$$f_d = \frac{f \cdot b_o}{2h} = \frac{0.35 \cdot 0.545}{2 \cdot 3} = 0.032$$

$$\omega = 1 - 0{,}03b = 1 - 0.03 \cdot 0{,}875 = 0{,}974$$

Аннулирован!!!
заменен на лист 85и
см. стр. 16

3041 тм-т2-86ц

$$B = \frac{3\cdot\alpha\cdot\eta - 0{,}5625}{\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1.5} = \frac{3\cdot 6{,}67\cdot 0{,}21 - 0.5625}{\frac{3}{2}(6{,}67+0{,}21)+1{,}5} = 0{,}29$$

$$C = \frac{-\frac{1}{4}\left\{\left[(2\eta+1)(3\alpha+3f_\alpha+2)-\eta\right]+3f_N(1+\alpha)\right\}+0{,}031}{\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1{,}5} =$$

$$= \frac{-\frac{1}{4}\left\{/(2\times 0{,}21+1)(3\cdot 6{,}67+3\cdot 0{,}032+2)-0{,}21/+\right.}{\frac{3}{2}(6{,}67+0{,}21)+1{,}5}$$

$$\frac{\left.3\cdot 0{,}19(1+6{,}67)\right\}+0{,}031}{\frac{3}{2}(6.67+0{,}21)+1{,}5} = -0{,}8$$

$$\theta = -\frac{B}{2}+\sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2-C} = -\frac{0{,}29}{2}+\sqrt{\left(\frac{0{,}29}{2}\right)^2+0{,}8} = 0{,}83$$

По формуле 6.73 определяем Q_n

$$Q_n = \frac{0.975}{6{,}67+0{,}83}\left[15\left\{\frac{2}{3}\left[0{,}83^3+3\cdot 0{,}21\cdot(0{,}83^2-0{,}83+\frac{1}{2})\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.-\frac{2}{3}0{,}83+1\right]+(2\cdot 0{,}21+1)0{,}032\right\}+0{,}35\cdot 8(1-0{,}83)\right] = 0{,}87 \text{ те}$$

Проверяем условие $Q^p \le \frac{1}{K_н} m_з Q_n$

Принимаем по табл. 6.10 $K_н = 1$

по табл. 6.14 $m_з = 1{,}25$

$1\cdot 1{,}25\cdot 0{,}87 = 1{,}097 > 0{,}96$ – условие выполняется.

$$B = \frac{3.\alpha.\eta - 0{,}5625}{\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1{,}5} = \frac{3.6{,}67.0{,}2I - 0{,}5625}{\frac{3}{2}(6.67+0{,}2I)+I{,}5} = 0{,}28$$

$$C = \frac{-\frac{1}{4}\left\{\left[(2\eta+1)(3\alpha+3\frac{J_2}{J_1}+2)-\eta\right]+3\frac{J_2}{J_1}(1+\alpha)\right\}+0.031}{\frac{3}{2}(\alpha+\eta)+1.5} =$$

$$= \frac{-\frac{I}{4}\left\{\left[(2.0{,}2I+I)(3.6{,}67+3.0{,}032+2)-0{,}2I\right]+\right.}{\frac{3}{2}(6{,}67+0{,}2I)+I{,}5}$$

$$\frac{\left.+3.0{,}I9(I+6{,}67)\right\}+0{,}03I}{\frac{3}{2}(6.67+0{,}21)+1{,}5} = -0.8$$

$$\theta = -\frac{B}{2}+\sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2-C} = -\frac{0.29}{2}+\sqrt{\left(\frac{0{,}29}{2}\right)^2+0{,}8} = 0{,}83$$

По формуле 6,73 определяем $Q_п$

$$Q_п = \frac{0.975}{6{,}67+0{,}83}\left[I5\left\{\frac{2}{3}\left[0{,}83^3+3.0{,}2I\,(0{,}83^2-0{,}83+\frac{I}{2})-\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.-\frac{2}{3}0{,}83+I\right]+(2.0{,}2I+I)0{,}032\right\}+0{,}35.8(I-0{,}83)\right] = 0{,}87 \text{ тс}$$

Проверяем условие $Q^p \leq \frac{1}{K_н} m_з Q_п$

Принимаем по табл. 6.I0 $K_н = I$

по табл. 6.I4 $m_з = I{,}25$

I.I,25.0,87=I,09 > 0,96 – условие выполняется.

Аннулировано
Заменено на 86и.
НиТМ № 25/8-78 от 8.08.78.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Определяем угол поворота по формуле 6.86

По графику на рис. 6.13 $k=18$

$$\beta = 18\,\frac{0,71}{2100} = 0,006 < 0,01$$

По формуле 6.83

$$\beta = \frac{3\cdot 0,71}{4\cdot 2100\cdot 3^2}\,(6\cdot 6,67+3)5 = 0,006$$

$\left(\frac{b_0}{h} - 0,182 - \nu = 5\right.$ по графику на рис. 6.12)

Таким образом, принятая схема закрепления (безригельная) удовлетворяет требованиям расчета по предельным состояниям.

Расчет по деформациям

Определяем угол поворота по формуле 6.86

$$Q'' = \frac{Q^{p}}{1,3} = \frac{0,96}{1.3} = 0,74 \text{ тс}$$

По графику на рис.6. К= 18

$$\beta = 18\,\frac{0.74}{2100} = 0,006 < 0,01$$

По формуле 6,83

$$\beta = \frac{3\cdot 0.74}{4.2100.3^{2}}\,(6.6,67+3)5 = 0,006$$

$\left(\frac{\beta_0}{h} - 0,182 - \nu = 5\right.$ по графику на рис.6.12)

Таким образом, принятая схема закрепления (безригельная) удовлетворяет требованиям расчета по предельным состояниям.

Аннулировано.
Заменено на 87и.
НиТМ №25/8-78 от 8.08.78.

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ СТОЕК, РАБОТАЮЩИХ НА ОСЕВУЮ СЖИМАЮЩУЮ НАГРУЗКУ.

6.66. Расчет оснований стоек на действие осевой сжимающей нагрузки выполняется только по первой группе предельных состояний – по несущей способности.

Приводимые ниже рекомендации справедливы для расчета закреплений, в которых слой грунта с одинаковыми физико-механическими характеристиками расположен ниже подошвы стойки не менее, чем на $2d$ (d – диаметр стойки по контуру опирания на грунт) и не менее 1 м при отклонении линии действия силы от вертикали не более 5^0.

6.67. Сопротивление стоек осевому сжатию проверяется по условию

$$P \leq \mathcal{N} \qquad (6.91)$$

где P – осевая сжимающая сила (расчетная);

$\mathcal{N}$ – несущая способность стойки по грунту.

6.68. Величина $\mathcal{N}$ определяется по формуле

$$\mathcal{N} = \frac{1}{K_н} \cdot \frac{1}{K_б} \left(R^н F + u m_п \sum f_i^н l_i \right) \qquad (6.92)$$

где $K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый по табл. 6.10;

$K_б$ – коэффициент безопасности по грунту, принимаемый равным 1,3;

F – площадь подошвы стойки, передающая давление на

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ СТОЕК, РАБОТАЮЩИХ НА ОСЕВУЮ СЖИМАЮЩУЮ НАГРУЗКУ

6.66. Расчет оснований стоек на действие осевой сжимающей нагрузки выполняется только по первой группе предельных состояний - по несущей способности.

Приводимые ниже рекомендации справедливы для расчета закреплений, в которых слой грунта с одинаковыми физико-механическими характеристиками расположен ниже подошвы стойки не менее, чем на $2d$ (d - диаметр стойки по контуру опирания на грунт) и не менее I м при отклонении линии действия силы от вертикали не более 5°.

6.67. Сопротивление стоек осевому сжатию проверяется по условию

$$P \leq N \qquad (6,9I)$$

где P - осевая сжимающая сила (расчетная);

N - несущая способность стойки по грунту.

6.68. Величина N определяется по формуле

$$N = \frac{1}{K_н} \cdot \frac{1}{K_б} \left(R^н F + U \sum m_n f_i^н l_i \right) \qquad (6,92)$$

где $K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый по табл.6.10;

$K_б$ - коэффициент безопасности по грунту, принимаемый равным I,3;

F - площадь подошвы стойки, передающая давление на

Аннулировано
Заменено №881
НИТМ № 35/2-78 от 8.08.78 г.

грунт; при установке стойки в сверленый котлован и заделке пазух песчано-гравийной смесью или крупным песком, а также при установке в лидерную скважину с диаметром, меньшим, чем диаметр стойки, площадь F принимается равной площади кольца или площади сплошного кругового очертания; при установке стойки в сверленый котлован с заделкой пазух бетоном величина F принимается с учетом обетонирования ;

U – периметр поперечного сечения стойки (с обетонировкой);

f_i^n – нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности стойки, принимаемое по табл. 6.17;

h_i – толщина i – го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола стойки;

m_n – коэффициент условий работы стойки, принимаемый в зависимости от способа заделки пазух равным:
при установке стойки в сверленый котлован и заделке пазух песчано-гравийной смесью или крупным песком $m_n = 0$;
при обетонировании пазух:
в песчаных грунтах – $m_n = 0,6$;
в глинистых грунтах – $m_n = 0,5$;
при установке стойки в скважину меньшего диаметра, чем диаметр ствола стойки – $m_n = 0,8$;

$R^н$ - нормативное давление грунта в основании стойки принимаемое по указаниям п.6.69

6.69. Нормативные давления $R^н$ принимаются по табл.6.I6 для глубины 3 м от отметки природного грунта или от отметки срезки.

При глубине заложения свыше 2 м на табличные значения вводится коэффициент 0,7 ; для промежуточных глубин - по интерполяции.

Нормативное давление на основание из песчаных грунтов рекомендуется определять по формуле

$$R^н = \gamma_I d A \qquad (6.93)$$

где γ_I - объемный вес грунта на отметке подошвы стойки ;

d - диаметр стойки,

A - безразмерный коэффициент, принимаемый по графику на рис. 6.I5 в зависимости от угла внутреннего трения грунта.

Таблица 6.I6

h , м	$R^н$, тс/м2														
	Пески						Супеси		Суглинки и глины						
	гравелистые крупн.	средн. крупн. мелкие	пылеватые				$J_L \leq 0$	$0 < J_L \leq 1,0$	$J_L \leq 0$	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
3м	650	520	390	205	I40	205	80	585	470	360	230	I60	I30	80	40	

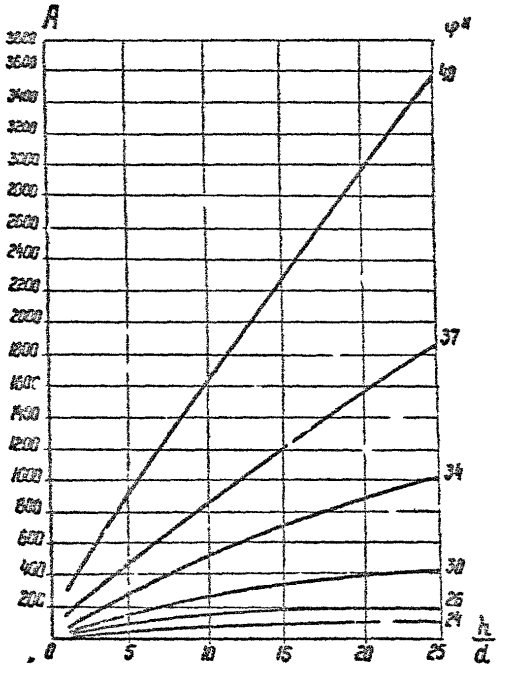


Рис. 6.15 График зависимости $A = f\left(\frac{h}{d}\right)$

Таблица 6.17

Нормативные сопротивления грунта

Нормативное давление тс/м2	Глубина расположения слоя, м	Нормативное сопротивление f^H тс/м2														
		Песчаных грунтов средней плотности					Супесей консистенции равной		Суглинков и глины консистенции, равной							
		гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	$J_L \leq 0$	0 / I,0	$J_L \leq 0$	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75	I,0
f^K	I	—	3,95	2,55	I,60	I,60	I,I0	—	5,35	—	4,00	2,90	I,I0	I,55	0,90	0,60
	2	—	4,80	3,30	2,30	2,30	I,60	—	6,20	—	4,90	3,75	2,90	2,20	I,35	0,90
	3	—	5,35	3,75	2,65	2,65	I,85	—	6,90	—	5,60	4,50	3,45	2,60	I,65	I,20

Примечания :

I. Среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке срезкой следует принимать от уровня планировки; при планировке подсыпкой - от уровня природного рельефа при выполнении подсыпки из глинистых грунтов и от уровня подсыпка при выполнении последней из песчаных грунтов

2. Значения f^K для промежуточных глубин определяются интерполяцией

3. Для рыхлых песчаных грунтов нормативные сопротивления грунтов допускается принимать равными 0,8 от табличных значений f^K

Пример 5

Пример определения несущей способности стойки по грунту.

Определить несущую способность стойки по грунту на действие сжимающей нагрузки P= 32,1 тс. Диаметр нижнего основания 560 мм. Стойка устанавливается в сверленый котлован, пазухи которого заполняются песчано-гравийной смесью.

В основании стойки залегают суглинки пластичной консистенции с нормативными характеристиками:

$\varphi^н = 25°$

$C^н = 3,2$ тс/м2

$\gamma = 1,8$ тс/м^3

$J_L = 0,3$

Несущая способность основания стойки по грунту определяется по формуле при $m_п = 0$, тогда

$$N = \frac{1}{K_н} \cdot \frac{1}{K_б} R^н F$$

$R^н = 230$ тс/м2 — по табл. 6.16

$F = 0,246$ м2

$$N = \frac{1}{1,3} \times 230 \times 0,246 = 43,5 \text{ тс}$$

$P = 32,1$ тс $< 43,5$ тс

Пример. 5

Пример определения несущей способности стойки по грунту

Определить несущую способность стойки по грунту на действие сжимающей нагрузки P= 32,4 тс. Диаметр нижнего основания 560 мм. Стойка устанавливается в сверленый котлован, пазухи которого заполняются песчано-гравийной смесью.

В основании стойки залегают суглинки пластичной консистенции с нормативными характеристиками

$\varphi^{н} = 25^{0}$

$C^{н} = 3,2$ тс/м2

$\gamma = 1,8$ тс/м^3

$J_L = 0,3$

Несущая способность основания стойки по грунту определяется по формуле при $m_п=0$, тогда

$$N = \frac{1}{K_н} \frac{1}{K_б} R^{н} F$$

$R^{н} = 230$ тс/м2 - по табл. 6,16

$F = 0,246$ м2

$$N = \frac{1}{\quad} \cdot \frac{1}{1,3} \cdot \ldots \cdot 230 \cdot 0,246 = 41,6 \text{ тс}$$

$P = 32,4$ тс $< 41,6$ тс

Аннулировано
Заменено л. 93 и.
НиТМ № 35/8-78 от 8.08.78

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ФУНДАМЕНТОВ В ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ

6.70. В соответствии с главой СНиП II-I5-74, Приложение 6, к пучинистым грунтам относятся пески мелкие и пылеватые, а также глинистые грунты и крупнообломочные с глинистым заполнителем, если уровень грунтовых вод расположен на глубине, незначительно превышающей расчетную глубину промерзания этих грунтов.

Примечание. Пески крупные и средней крупности, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и скальные грунты при любом положении уровня грунтовых вод относятся к непучинистым грунтам.

6.7I. Степень морозной пучинистости грунтов определяется по табл. 6.I8, в зависимости от положения уровня грунтовых вод $\tilde{z}$ выше расчетной глубины промерзания грунта, а для глинистых грунтов – и от их консистенции J_L. В случае несовпадения результатов определения по обоим показателям степень пучинистости принимается наибольшей из полученных.

6.72. Устойчивость фундаментов в случаях, когда основание сложено пучинистыми грунтами, проверяется расчетом на одновременное действие сил морозного пучения, постоянных и длительных временных нагрузок.

Расчет оснований опор на одновременное действие сил морозного пучения и кратковременных нагрузок (ветровых и от обрыва проводов) не производится.

Таблица 6.18

Наименование грунта по степени морозной пучинистости	Пределы положения Z, м уровня грунтовых вод ниже расчетной глубины промерзания грунта у фундамента					Консистенция глинистого грунта
	песок мелкий	песок пылеватый	супесь	суглинок	глина	J_L
сильно-пучинистый	—	—	$Z \leq 0,5$	$Z \leq 1$	$Z \leq 1,5$	$J_L > 0,5$
средне-пучинистый	—	$Z \leq 0,5$	$0,5 < Z \leq 1$	$1 < Z \leq 1,5$	$1,5 < Z \leq 2$	$0,25 < J_L \leq 0,5$
слабо-пучинистый	$Z \leq 0,5$	$0,5 < Z \leq 1$	$1 < Z \leq 1,5$	$1,5 < Z \leq 2,5$	$2 < Z \leq 3$	$0,5 < J_L \leq 0,25$
практические непучинистый	$Z > 0,5$	$Z > 1$	$Z > 1,5$	$Z > 2,5$	$Z > 3$	$J_L \leq 0$

Примечания.

1. Консистенция глинистых грунтов J_L должна приниматься по их природной влажности, соответствующей началу промерзания (до миграции влаги в результате действия отрицательных температур). При наличии в пределах расчетной глубины промерзания глинистых грунтов различной консистенции степень морозной пучинистости этих грунтов в целом принимается по средневзвешенному значению их консистенции J_L.

2. Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, содержащим в своем составе более 30% по весу частиц размером менее 0,1 мм, при положении уровня грунтовых вод ниже расчетной глубины промерзания более чем на 1,0 м должны относиться к среднепучинистым грунтам, а менее 1,0 м должны относиться к сильнопучинистым.

3. Уровень грунтовых вод должен приниматься с учетом прогноза его изменения согласно требованиям пп 3.17-3.20 главы СНиП II-15-74.

6.78. Расчет устойчивости фундаментов опор ВЛ и ОРУ подстанций при действии на них касательных сил пучения выполняется по формуле [1].

$$n_1 m Q^н \pm n_2 N^н \geqslant n \tau^н F \qquad (6.94)$$

где $N^н$ - нормативная нагрузка на основание в уровне подошвы фундамента с учетом веса грунта на обрезах фундамента, кгс ;

для сжатых фундаментов $n_2 N^н$ принимается со знаком (+), для выдергиваемых-со знаком (-) :,

$Q^н$ - нормативное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания вследствие трения его боковой поверхности о талый грунт определяется по указаниям п.6.74 ;

в случае применения фундамента анкерного типа (подножника) $Q^н$ определяется по указаниям п.6.75 и в формуле 6.94 коэффициент m=1; , кгс;

$\tau^н$ - нормативное значение удельной касательной силы пучения, принимаемое по табл. 6,19 кгс/см2;

F - площадь боковой поверхности части фундамента, находящейся в пределах расчетной глубины промерзания грунта, $см^2$;

---

[1] метод расчета учитывает длительный опыт эксплуатации характерных для ВЛ и ОРУ закреплений фундаментов в пучинистых грунтах.

n – коэффициент перегрузки, принимаемый равным I,I ;

n_1 – коэффициент перегрузки, принимаемый равным 0,9 ;

n_2 – коэффициент перегрузки, принимаемый равным 0,9 для сжатых фундаментов и I,I для выдергиваемых ;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по графикам на рис. 6.I6

Примечание. Настоящие рекомендации не распространяются на районы Урала и Западной Сибири. При расчете устойчивости в этих районах следует пользоваться " Временными рекомендациями по проектированию опор линий электропередач и сооружений подстанций в условиях морозного пучения оснований для районов Урала и Западной Сибири" (инв. № I750-2I-т7).

Таблица 6,19

Степень пучинистости грунтов	$\tau^н$, кгс/см2
Сильно-пучинистые	I
Средне-пучинистые	0,8
Слабо-пучинистые	0,6

6.74. Нормативное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания $Q^н$ вследствие трения его боковой поверхности о талый грунт, определяется по формуле

$$Q^н = \tau_т^н F_1 \qquad (6,95)$$

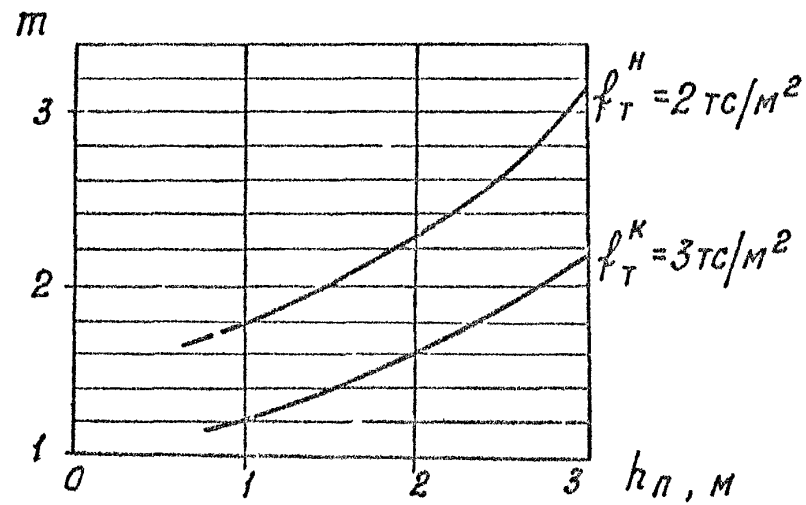


Рис. 6.16

График зависимости коэффициента „m" от глубины промерзания грунта $h_п$

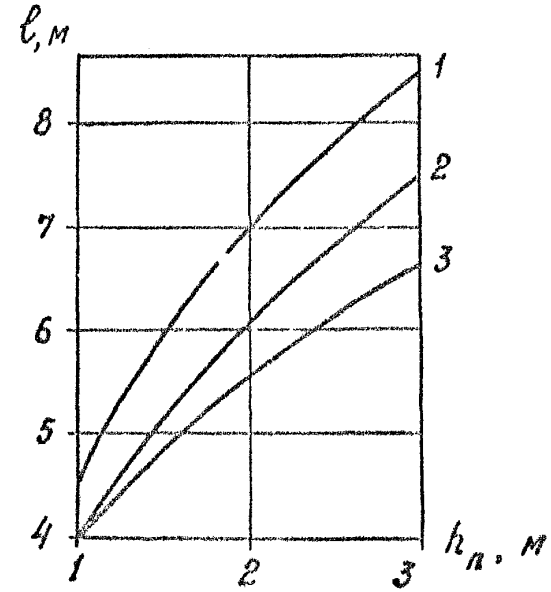


Рис. 6.17

График зависимости длины сваи „ℓ" от глубины промерзания $h_п$ в глинистых грунтах: 1 – сильнопучинистых
2 – среднепучинистых
3 – слабопучинистых
(для предварительного назначения длины сваи).

где $f_т^н$ – нормативное значение удельного сопротивления сдвигу талого грунта основания по боковой поверхности фундамента, определяемое по результатам опытных исследований; при их отсутствии принимать для песчаных грунтов равным 0,3 кгс/см2 и для глинистых 0,2 кгс/см2 ;

$F_т$ – площадь боковой поверхности фундамента, находящейся ниже слоя, подвергающегося зимнему промерзанию, см2.

6,75. В случае применения фундаментов анкерного типа силы $Q^н$ определяется по формуле

$$Q^н = 2\gamma'_{ср} F_а h_а \qquad (6,96)$$

где $\gamma'_{ср}$ – среднее значение объемного веса грунта, расположенного выше поверхности анкерной части фундамента ;

$F_а$ – площадь верхней поверхности анкерной части фундамента, воспринимающей вес вышерасположенного грунта ;

$h_а$ – заглубление анкерной части фундамента от ее верхней поверхности до отметки планировки.

6,76. Расчетное усилие, разрывающее заанкеренный фундамент силами морозного пучения в наиболее слабом сечении, определяется по формуле

$$P = n\tau^н F - \left(\pm n_2 N^н + n_1 g^н\right) \qquad (6,97)$$

$(+N$ - сжатие; $\quad -N$ - выдергивание).

где $n, n_1, n_2, \tau^н, F, N^н$ -значения теже, что и в формуле (6,94)

$q^н$ - нормативная нагрузка от веса части фундамента, расположенного выше расчетного сечения, кгс.

6.77. Проектирование опор ВЛ и порталов ОРУ с использованием конических стоек производится с учетом коничности последних в пределах сезонномерзлого и талого слоев путем дифференцированного учета средних значений поперечных размеров в этих слоях.

6.78. Проверка фундамента на действие касательных сил морозного пучения грунтов должна производиться как для законченного сооружения, так и для незавершенного строительством.

Если при этом окажется, что условие 6,94 не обеспечивается, то в проекте должны быть предусмотрены мероприятия по устранению или ослаблению действия сил пучения, например, предохранение грунтов от увлажнения и промерзания ; применение для засыпки пазух фундаментов непучинистых или менее пучинистых грунтов ; нанесение на фундаменты специальных обмазок и покрытий, уменьшающих или исключающих смерзание грунта с боковой поверхностью фундаментов.

6.79.Стойки опор под оборудование, устанавливаемые в открытый котлован на опорную плиту (рис. 6.18) рекомендуется соединять со стаканной частью плиты бетонным раствором,для чего в нижней части стойки делается насечка ; высота бетонного столбика назначается по расчету.

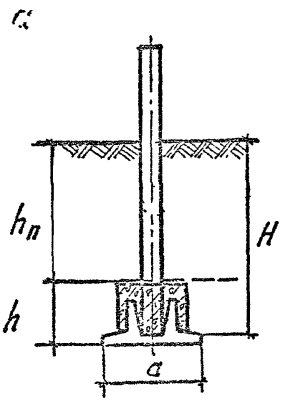


Рис. 6.18

6.80. При установке стоек опор ВЛ в сверленые котлованы с засыпкой пазух крупным песком или гравием, расчет на действие касательных сил пучения не выполняется.

Минимальная ширина пазух при этом должна быть не менее 0,2 м при глубине промерзания от I м до I,5 м и не менее 0,3 м при глубине промерзания от I,5 до 2,0 м.

Для стоек ОРУ, устанавливаемых в сверленый котлован, рекомендуется бетонирование пазух до границы промерзания; в этом случае расчет производится как для сваи по формуле 6.94 с учетом коэффициента m на длине обетонировки.

Для деревянных стоек опор ВЛ рекомендуется заделка с нижними лежнями или устройство свайного основания.

6.81. Для предварительного назначения длины свай рекомендуется пользоваться графиком на рис. 6,17.

Длина свай назначается в зависимости от величины нормативной глубины промерзания грунта.

Пример 6.

Расчет устойчивости фундаментов анкерных опор в пучинистых грунтах

Грунтовые условия : с поверхности на глубину более 6 м залегает суглинок тугопластичной консистенции; объемный вес в естественном состоянии $\gamma^{н} = 1{,}8$ тс/м3; глубина промерзания $h_{п} = 1{,}7$ м ; уровень грунтовых вод расположен на глубине 2 м от поверхности грунта.

В соответствии с таблицей 6.18 при $Z = 2-1{,}7 = 0{,}3$ м суглинки независимо от консистенции относятся к сильнопучинистым.

Фундаменты под опору ВЛ 110 кВ приняты в двух вариантах: свайные и подножники.

Величина постоянной выдергивающей нагрузки $N_{б}^{н}$ составляет 11,3 тс.

а) Свайный вариант

По расчету на действующие нагрузки под каждую ногу опоры принято 2 сваи сечением 25х25 см длиной 6 м (длина сваи в грунте 5,6 м)

Расчет выполняется по формуле 6,94.

Сила выпучивания одной сваи

$n\tau^{н}F$ = I,I.I0.I,7 = I8,7 тс

Выдергивающая сила на одну сваю $\frac{N_1}{2} = \frac{II,3}{2} = 5,65$ тс

Величина удерживающей силы на длине сваи ниже глубины промерзания определяется по формуле 6.95.

$F_т = U \cdot \ell_т$ = I.(6-0,4-0,3-I,7)= 3,6 м2

$f_т^{н}$ = 2 тс/м^2

$Q^{н}$ = 2.3,6= 7,2 тс

По графику на рис. 6,I6 - m = 2,I

Тогда, по формуле 6,94:

0,9.2I.7,2= I,I,5,65= 7,4 < I8,7 тс

Условие 6.94 не выполняется.

С учетом устойчивости при погружении принимаем сваю длиной 9 м, сеч. 30х30

Силы выпучивания и удерживающие на сваи сеч.30/30 см ℓ = 9 м.

Сила выпучивания I,I.I0.I,2.I,7= 22,4 тс

Удерживающая сила

$Q^{н}$ = 2.I,2 (9-0,4-0,3-I,7)= I5,8 т

0,9.2,I.I5,8 -I,I .5,65 = 23,7 тс > 22,4 тс

Таким образом, условию устойчивости при действии сил пучения удовлетворяют 2 сваи длиной 9 м

б) Вариант с подножниками

Расчет устойчивости выполняем для фундамента Ф5 с размерами плиты 2,4х2,4 м , заглублением 3 м; сечение колонны

поверху 0,4х0,4 м в месте сопряжения колонны с плитой 0,45х0,45.

Сила выдергивания $n_1 \tau^н F$ = I,I.I0.I,6.I,7 = 80 тс

Удерживающая сила анкера вычисляется по формуле 6.96

$Q^н = 2 \gamma_{ср}^н F_a h_a$ = 2.I,7.(2,4^2-0,45^2).2,9 = 54,5 тс

Проверяем условие 6,94

0,9 .54.6 - I,I.II,3 = 36,9 тс > 80 тс

Подносник Ф5 удовлетворяет условию устойчивости при действии сил пучения и постоянной выдергивающей нагрузки .

Расчетное усилие, разрывающее фундамент силами пучения, определяется из выражения

$$P = n_1 \tau^н F_1 + n_2 N^н - n_1 q^н$$

Для сваи

P = I,I.I0.I,4,I,7 + I,I. 5,65 - 0,9.0,5 = 83.3 тс

Для подносника

P = I,I.I0.I,6.I,7 + I,I.II,3 -0,9 .0,65 = 4I тс

Поперечное сечение сваи и колонны подносника должно обеспечить прочность на растяжение этими усилиями, определяемую по указаниям раздела 4 " Железобетонные конструкции".

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

6,82. Проектирование оснований опор, возводимых на просадочных грунтах, должно производиться с учетом специфических особенностей таких грунтов по указаниям разд.4 гл.СНиП II-15-74.

6,83. В материалах изысканий должны быть указаны число и месяц отбора образцов грунта и приведены сведения о возможных сезонных изменениях влажности грунта, а также составлен прогноз возможного изменения уровня грунтовых вод.

6,84. Проектирование оснований грибовидных фундаментов опор ВЛ и ОРУ (ОРУ - в случаях, когда отсутствует водопровод и канализация или внешние сети расположены на расстоянии, большем полуторной величины просадочной толщи) производится как на обычных непросадочных грунтах.

6,85. Расчеты закреплений в просадочных грунтах выполняются с использованием расчетных значений характеристик φ и C, определяемых в водонасыщенном состоянии - при отсутствии мер по предохранению грунтов от замачивания; при предохранении от замачивания:

если $W \geqslant W_p$ - в состоянии природной влажности W;

если $W < W_p$ - при влажности на пределе раскатывания W_p

W - природная влажность).

Расчет закреплений стоек в просадочных грунтах вы-

полняется по методике, изложенной в пп. 6,54 – 6.57 настоящего раздела "Руководства".

6,86. При возможном замачивании просадочных грунтов на площадке ОРУ рекомендуются следующие мероприятия:

I. Частичное устранение просадочности.

2. Водозащитные мероприятия.

3. Конструктивные мероприятия.

Выбор мероприятий производится на основе технико-экономического анализа с учетом грунтовых условий.

Частичное устранение просадочности осуществляется следующими способами:

а) уплотнением грунтов тяжелыми трамбовками;

б) устройство грунтовой подушки из местных глинистых грунтов;

в) вытрамбовыванием котлованов.

Водозащитные мероприятия сводятся к:

а) рациональной компоновке генплана,

б) планировке территории с обеспечением полного стока поверхностных вод,

в) обеспечению возможности контроля за течью воды во время эксплуатации трубопроводов,

г) устройству водонепроницаемых отмосток, шириной не менее I м.

Конструктивные мероприятия назначаются в соответствии с конструктивными особенностями проектируемого сооружения (портала, опоры) и возможной величиной просадки: для фундаментов эти мероприятия могут сводиться к увеличению площади

опирания на грунт.

6,87. Фундаменты под отдельные ноги опоры на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности вблизи сооружений, несущих воду, рекомендуется связывать между собой балками.

Возведение фундаментов этих конструкций, надлежит производить с подготовкой основания путем уплотнения слоя грунта в пределах деформируемой зоны, но не менее 2 м.

6,88. Для предотвращения замачивания лессового основания атмосферными водами во время строительства, необходимо до минимума сокращать срок между разработкой котлована и возведением фундаментов. Последний полуметровый слой грунта выше проектной отметки подошвы фундамента вскрывать непосредственно перед укладкой фундамента. Заполнение пазух котлованов осуществлять перемятым в увлажненном состоянии местным грунтом с тщательным послойным трамбованием.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЕТУ МЕСТНОГО РАЗМЫВА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ В ПОЙМАХ РЕК

6.89. При проектировании закреплений опор в грунте на затопляемых участках ВЛ (поймы и русла рек) должна учитываться в необходимых случаях возможность местного размыва грунта основания потоками воды. При этом , необходимость учета и степень размыва в каждом конкретном случае должна определяться расчетом.

6.90. Максимальная глубина местного размыва Δh у фундаментов опор ВЛ, сооружаемых в поймах и руслах рек, определяется по формуле:

$$\Delta h = \left\{ \left[\frac{0{,}25\varepsilon^2 h_n^2 (1-\eta_0)^2}{(\varepsilon - 0{,}5m)^2} + \frac{0{,}5 b_n h_n \eta_0}{\varepsilon - 0{,}5m} \right]^{0{,}5} - \frac{0{,}5\varepsilon h_n (1+\eta_0)}{\varepsilon - 0{,}5m} \right\} K \qquad (6{,}98)$$

При этом должны удовлетворяться следующие условия:

$0{,}15 < {}^{b_n}/_{h_n} < 4{,}0$ и $0{,}6 < {}^{U_{ср}}/_{U_0} < 4{,}6$

В формуле (6.98) приняты следующие обозначения:

ε - отношение радиуса воронки к максимальной глубине местного размыва, принимается в среднем $\varepsilon = 2{,}0$

η_0 -коэффициент перераспределения скоростей потока в воронке местного размыва; принимается по табл.6.20

h_n - глубина потока в месте установки опоры при расчетном УВВ.

b_n - ширина преграды (фундамента) принимается в соответствии с пояснениями,приведенными на рис.6.19-6.22

Таблица 6.20

Значения η_0

$\frac{U_{ср}}{U_0}$ / $\frac{\ell_n}{h_n}$	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0	I,I	I,2	I,3	I,4	2,2	3,2	4,6
0,I5	0,55	0,6I	0,65	0,70	0,74	0,79	0,84	0,90	0,94	I,04	I,II	I,I7
0,25	0,57	0,65	0,7I	0,77,	0,83	0,87	0,94	I,0I	I,07	I,I2	I,I8	I,25
0,50	0,58	0,67	0,78	0,85	0,93	0,99	I,07	I,I2	I,I8	I,27	I,3I	I,38
0,75	0,59	0,68	0,79	0,89	0,98	I,05	I,I4	I,I8	I,25	I,33	I,40	I,48
I,00	0,59	0,69	0,80	0,90	I,00	I,08	I,I6	I,22	I,29	I,38	I,45	I,53
I,25	0,60	0,70	0,90	0,90	I,00	I,09	I,I8	I,25	I,33	I,43	I,5I	I,59
I,50	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,I9	I,27	I,36	I,46	I,55	I,64
I,75	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,38	I,47	I,57	I,66
2,00	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
2,25	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
2,50	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
2,75	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
3,00	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
3,25	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
3,50	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
3,75	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67
4,00	0,60	0,70	0,80	0,90	I,00	I,I0	I,20	I,30	I,40	I,47	I,57	I,67

Примечание: Промежуточные значения η_0 принимаются по линейной интерполяции

Таблица 6.21

S/h_n	0,I-0,2	0,2-0,3	0,3 - 0,4	0,4 - I,0
$K_ф$	I,I	I,20	I,22	I,34

$U_{ср}$ – средняя скорость течения ;

$U_н$ – неразмывающая скорость ;

m – коэффициент откоса воронки местного размыва принимается в зависимости от качественной характеристики грунта $m \leq 3{,}5$;

K – коэффициент, учитывающий гидравлические особенности работы фундаментов БМ, определяется по формуле

$$K = K_к \cdot K_\varphi \cdot K_m \cdot K_\alpha \cdot K_s \cdot K_z \qquad (6{,}99)$$

в которой

$K_к$ – коэффициент конструкции опоры учитывается при наличии на ноже затопляемого фундамента (рис.6.23) Для металлических решетчатых опор/сквозная преграда/ принимается по графику рис. 6.24 в зависимости от отношения $S/h_п$ для первого и второго ряда фундаментов ;

K_φ – коэффициент влияния формы преграды принимается для фундаментов с цилиндрическими колоннами $K_\varphi = 1$, с колоннами квадратного сечения по табл. 6.21 в зависимости от отношения $S/h_п$ (рис.6.22)

K_m – коэффициент, учитывающий влияние откоса призмы обвалования. Для призм прямоугольного (квадратного) сечения в плане определяется по табл.6.22 или кривым рис.6.25 в зависимости от коэффициента откоса $m_б$ и косинуса потока α .Коэффициент $m_б$ определяется по формуле

$$m_б = \frac{b_2 - b_1}{2 h_п}$$

где b_1 и b_2 - ширина лобовой грани банкетки по урезу УВВ и на поверхности поймы (см.рис. 6.19, 6.20). Для призмы обвалования, имеющей круглую форму в плане $K_m = 1$.

Таблица 6.22

α \ m_f	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
$\alpha = 30^0 - 60^0$	0,94	0,90	0,88	0,87	0,86
$\alpha = 0^0 - 30^0$ и $60^0 - 90^0$	0,88	0,82	0,77	0,74	0,72

K_α - коэффициент косинуса. Учитывается при углах между направлением течения и лобовой гранью фундамента от 30 до 60° (рис.6.25). Его значения определяются по кривой рис.6.27 в зависимости от отношения $\frac{U_{ср} \cdot h_п}{U_0 \cdot b_п}$

При $\frac{U_{ср} \cdot h_п}{U_0 \cdot b_п} > 5{,}0$ принимается $K_\alpha = 0{,}6 - 0{,}65$;

При $\frac{U_{ср} \cdot h_п}{U_0 \cdot b_п} < 0{,}5$ и во всех случаях для фундаментов и обвалований круглой формы в плане $K_\alpha = 1$

K_s - коэффициент затопления преграды определяется по кривым рис.6.28 в зависимости от отношения $\frac{U_{ср} \cdot h_п}{U_0 \cdot b_п}$

При определении Δh по формуле 6,98 для затопленных фундаментов второй член в квадратной скобке заменяется выражением $\frac{0.5 \cdot b_п \cdot S \cdot h_п}{\varepsilon - 0.5 m}$, где S - величина превышения верхнего обреза фундамента над дном поймы.

Для незатапливаемых фундаментов ($S \geqslant h_n$) коэффициент $K_S = 1$

K_z – опытный коэффициент, учитывающий долю уменьшения расхода воды в воронке размыва из-за установки в потоке преграды относительно суммарного бытового. Определяется по кривой рис. 6.30 в зависимости от отношения $\frac{U_{ср} \cdot h_n}{U_0 \cdot \ell_n}$,При значении отношения $\frac{U_{ср} \cdot h_n}{U_0 \cdot \ell_n} > 6{,}0$ коэффициент K_z принимается равным 0,6-0,65.

6.9I. Рекомендуется следующий порядок расчета.

а) Расчет местного размыва у фундаментов опор производится на основании гидрологических и геологических данных после расстановки опор по профилю перехода через реку и ее пойму.

б) В результате расчетов выбираются оптимальные параметры конструкций фундаментов обеспечивающие его устойчивость при минимальной расчетной глубине местного размыва , с учетом ожидаемого перемещения русла к опоре, и минимальных затрат на его сооружение.

в) После выбора типа фундамента и его защитных сооружений определяются:

I)Средняя скорость течения по глубине потока ($U_{ср}$) и вероятные направления течения пойменного потока. Величина средней скорости определяется на основании гидрологических данных согласно существующим методам и рекомендациям.

2) Глубина пойменного потока у опоры (после расстановки опор по профилю) $h_п$ определяется по профилю перехода как разность отметок расчетного УВВ и поверхности поймы.

3) Неразмывающая скорость U_o определяется для несвязных грунтов при $d_{ср} < 1$мм по формуле

$$U_o = 5 d_{ср}^{0,3} h_п^{0,2} \quad , \text{м/сек} \qquad (6.100$$

при $d_{ср}$ от 1 до 10 мм по формуле

$$U_o = 3,6\, d_{ср}^{0,25} h_п^{0,25} \quad \text{м/сек.} \qquad (6.101$$

для связных грунтов принимается по таблице 6,23

Значения U_o для несвязных грунтов, а также для грунтов с травяным покровом, также могут быть приняты по таблицам 6.23 и 6.24.

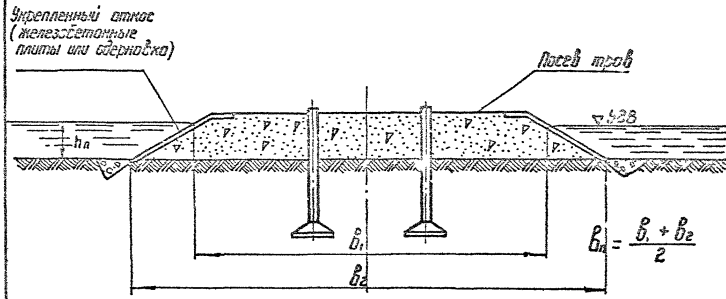
В формулах (6.100) и (6.101)

$d_{ср}$ - диаметр частиц грунта.

4) Возможные зоны появления местного и общего размыва (с указанием их на профиле перехода ЛЭП) .

Для этого на участках поймы с повышенными размывающими скоростями течения выявляются признаки деформации поверхност поймы и гидравлические характеристики пойменного потока. Непосредственным осмотром устанавливается наличие промоин и рытвин ,воронок местного размыва у столбов линий электропередачи, связи и других сооружений. При отсутствии вышеперечисленных признаков возможность образования воронок местног размыва у сооружений ЛЭП практически определяется по соотношению неразмывающей скорости грунта U_o и средней скорости течения $U_{ср}$,которое равно: $U_{ср} \geqslant (0,5-0,6) U_o$

3041тм-т 2-114



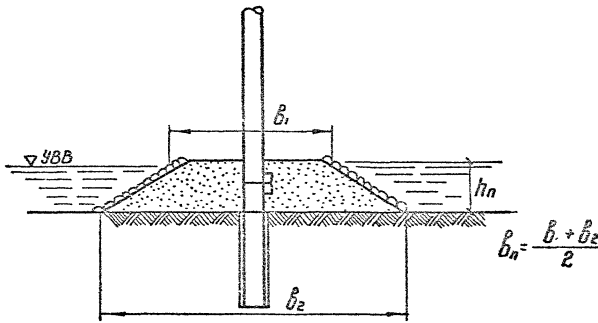
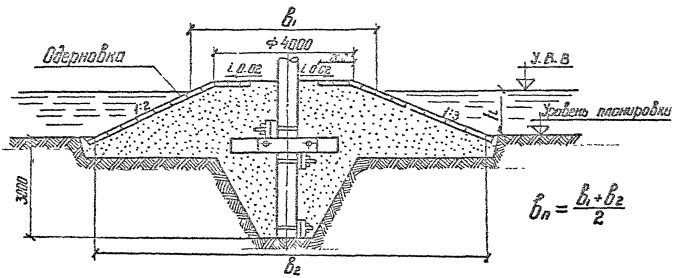


Рис.6.19

3041 тм-т2-115



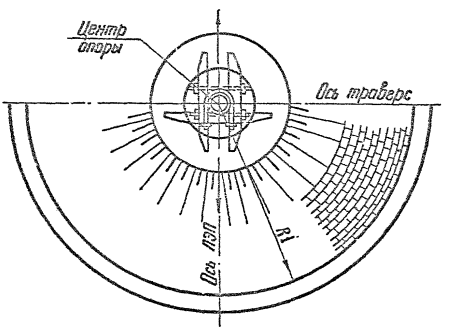
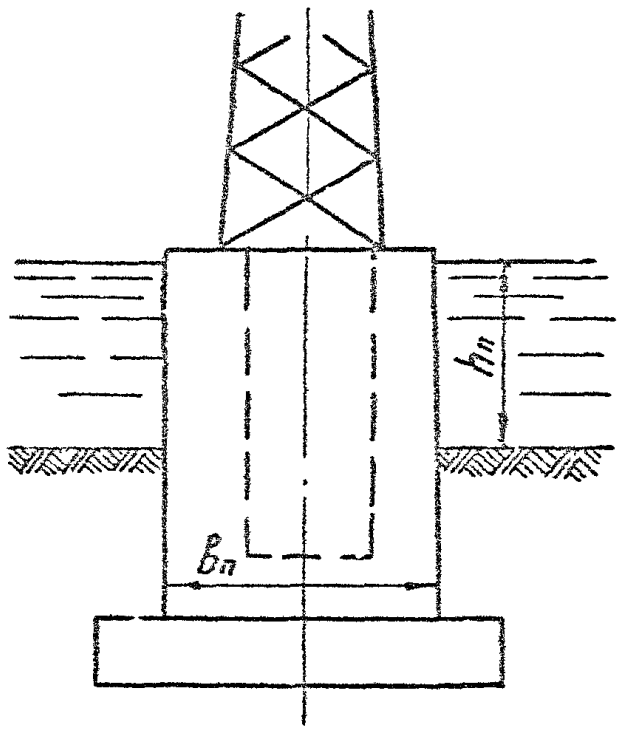


Рис. 6.20



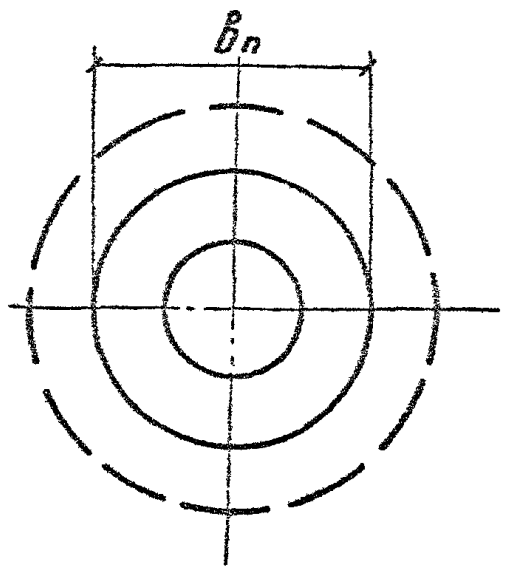
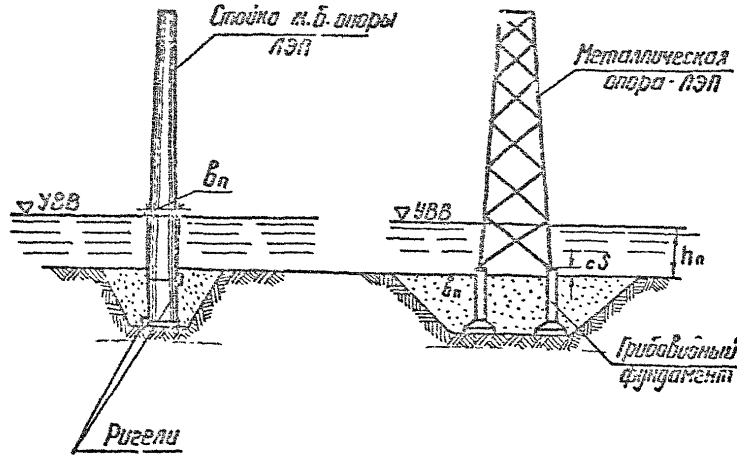


Рис. 6.21


Стойка ж.б. опоры ЛЭП
Металлическая опора ЛЭП
УВВ
УВВ
Ригели
Грибовидный фундамент

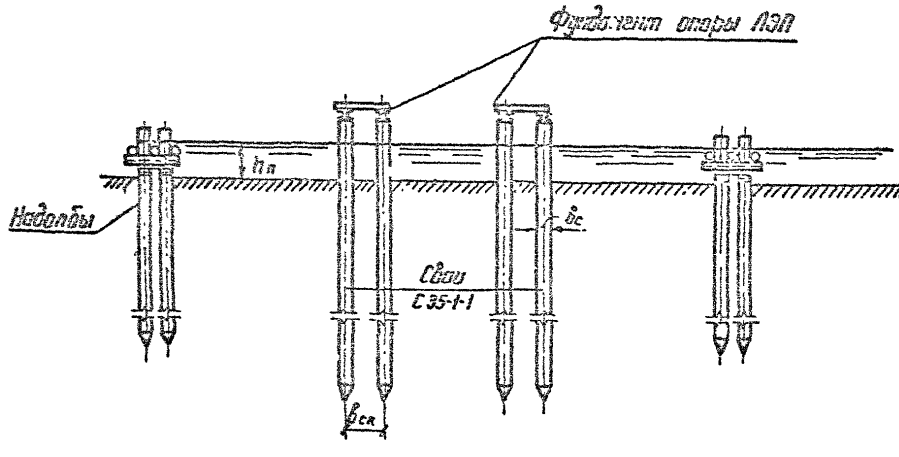

Фундамент опоры ЛЭП
Сваи С35-1-1
Насадка

Рис. 6.22

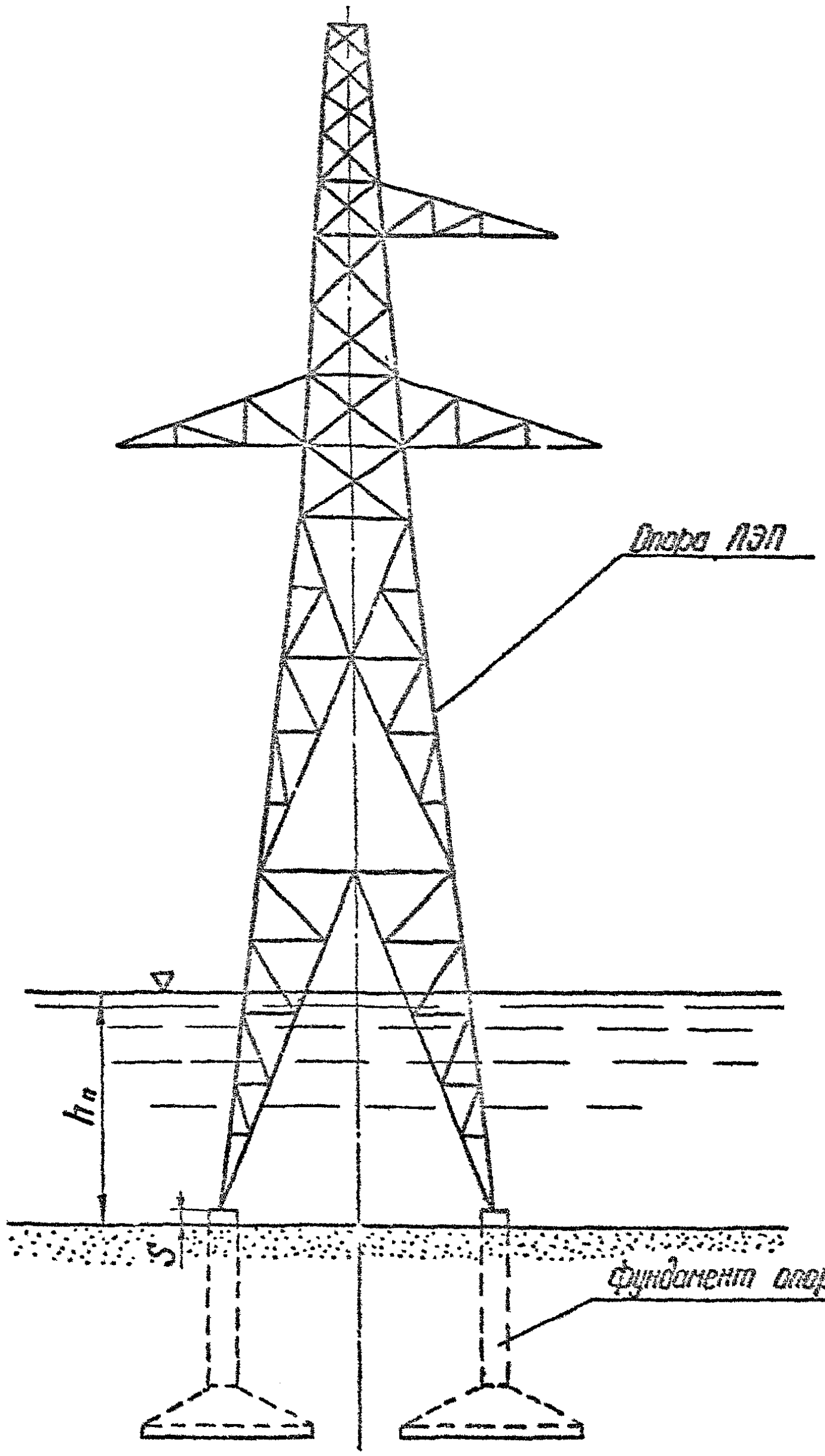


Рис. 6.23

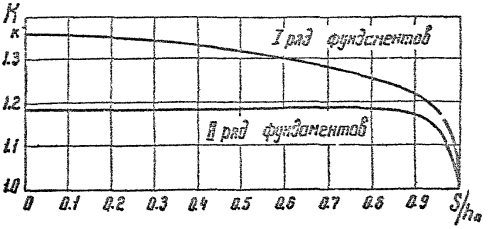


Рис. 6.24

График зависимости коэффициента конструкции опоры ($K_к$) от параметра $\frac{S}{h_п}$

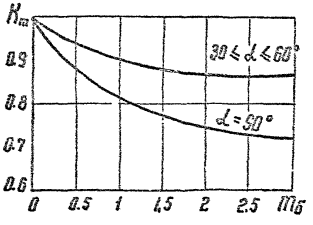


Рис. 6.25

График зависимости коэффициента заложения откоса сбалавания ($K_т$) от параметра $m_б$ и угла (α) подхода течения к лобовой грани фундамента

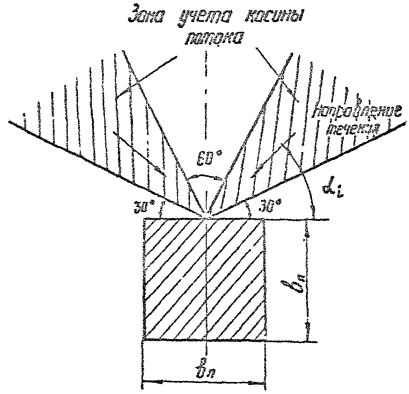


Рис. 6.26 Зоны влияния косины потока на местный размыв у преград

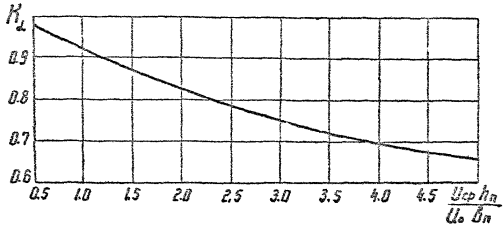


Рис. 6.27 График зависимости коэффициента косины потока (K_α) от параметра $\frac{U_{ср} \cdot h_n}{U_o \cdot B_n}$

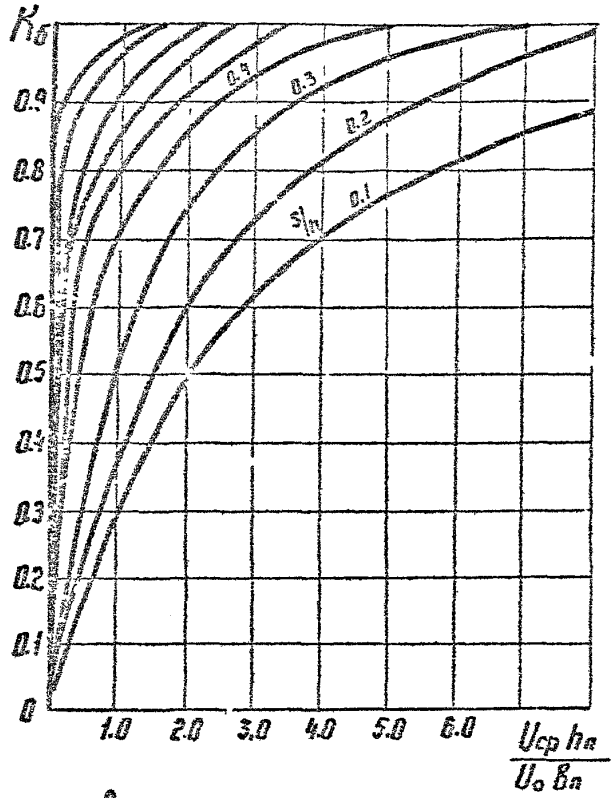
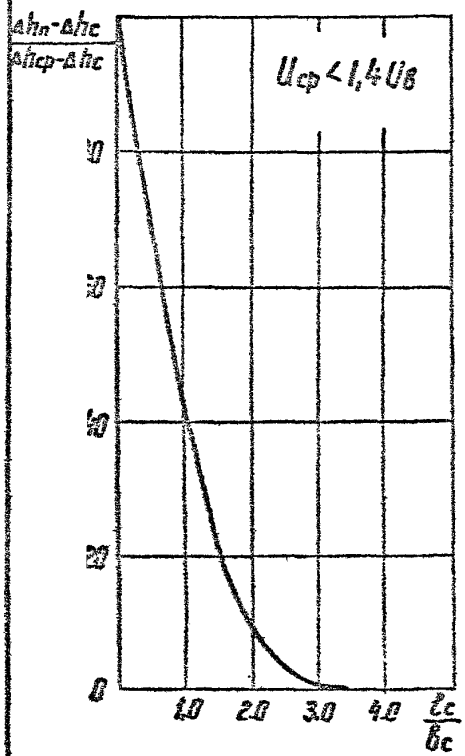


Рис. 6.28 График зависимости коэффициента затопления фундамента опоры (K_S) от параметра $\frac{U_{ср}\, h_п}{U_0\, B_п}$



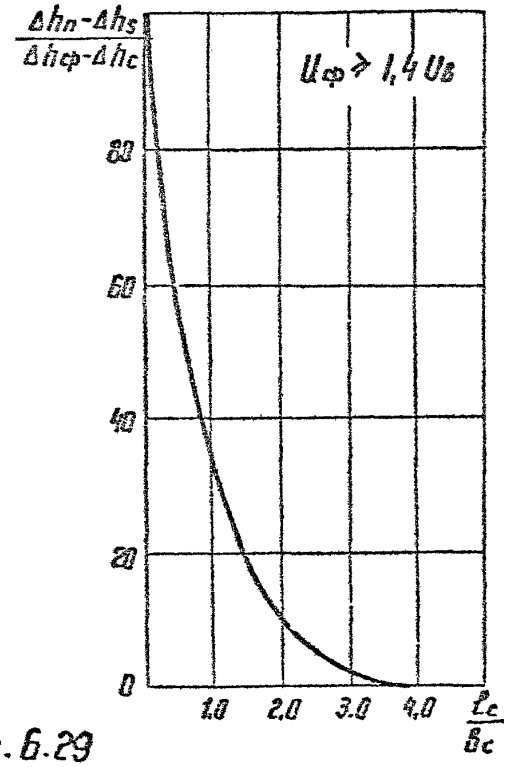


Рис. 6.29

График зависимости $\frac{\Delta h_п - \Delta h_c}{\Delta h_{ср} - \Delta h_c}$ от $\frac{l_c}{B_c}$

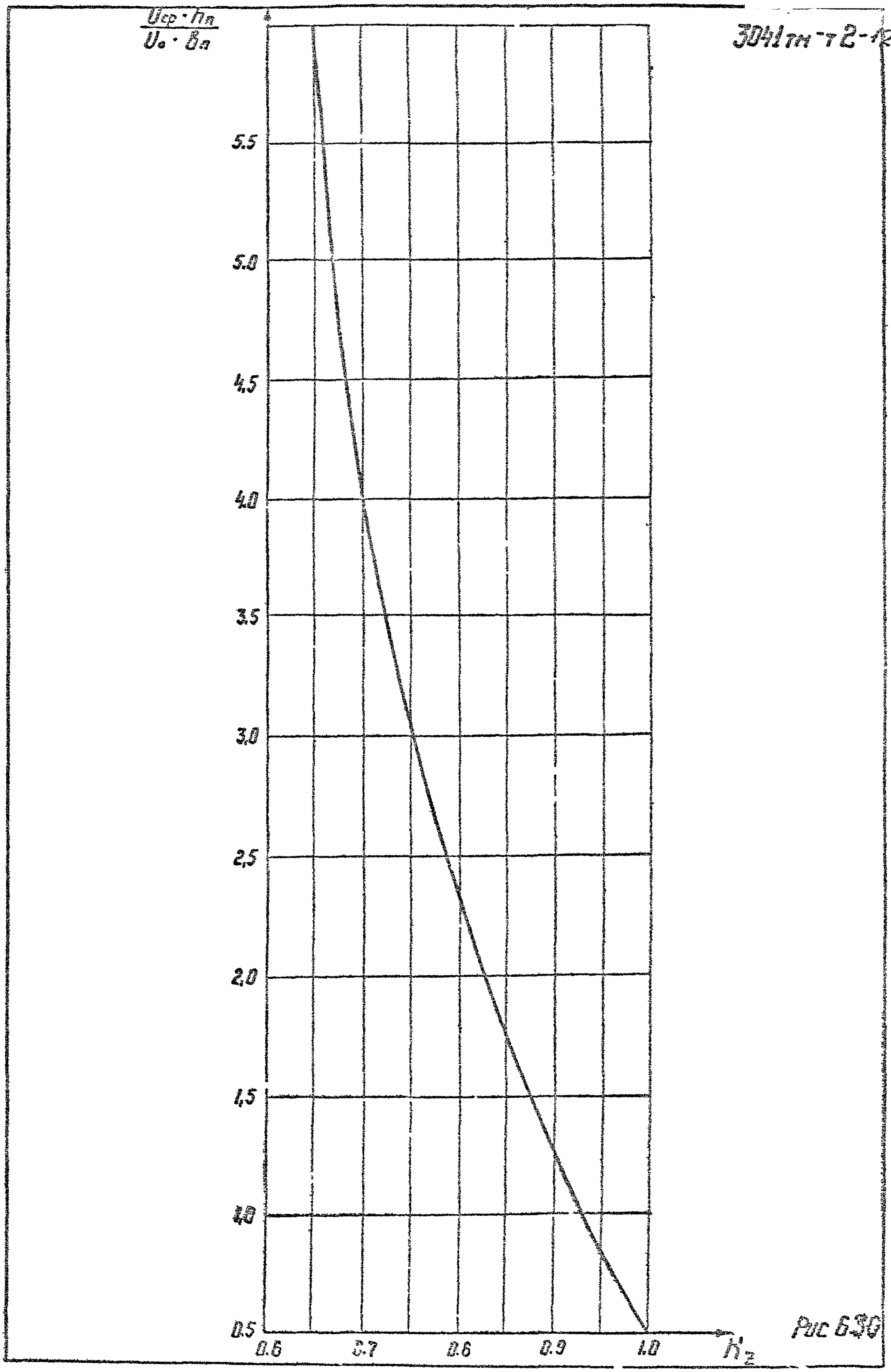

$\frac{U_{ср} \cdot h_п}{U_о \cdot B_п}$
5.5
5.0
4.5
4.0
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
h'_2

Рис 6.30

Таблица 6,23

Средний диаметр мм	U_o в м/сек при глубине потока ($h_п$) в м						
	0,5	I	2	3	5	8	I0
0,I	0,28	0,32	0,36	0,39	0,44	0,48	0,50
0,2	0,34	0,39	0,45	0,48	0,54	0,59	0,62
0,3	0,38	0,44	0,5I	0,55	0,6I	0,67	0,70
0,7	0,43	0,52	0,59	0,64	0,7I	0,78	0,8I
I	0,53	0,63	0,72	0,79	0,87	0,96	I,00
2	0,64	0,76	0,89	0,97	I,07	I,I8	I,22
3	0,7I	0,84	I,00	I,09	I,20	I,33	I,38
5	0,8I	0,96	I,I4	I,26	I,42	I,56	I,63
I0	0,96	I,I4	I,36	I,50	I,70	I,95	2,03
20	I,I3	I,35	I,6I	I,78	2,02	2,27	2,40
30	I,26	I,50	I,78	I,97	2,24	2,52	2,66
50	I,48	1,70	2,02	2,24	2,54	2,86	3,02
I00	I,70	2,02	2,4	2,66	2,02	3,40	3,59

Примечание: Для промежуточных величин $d_{ср}$ и глубины потока значения U_o находится интерполяцией.

Таблица 6.24.

Значение неразмывающих скоростей потока U_0 для участков, имеющих травяной покров

Средняя длина травы, см	Уклон поймы, %	Неразмывающая скорость в м/сек для грунтов	
		связных	несвязных
30-60	0-5	2,I	I,5
	5-I0	I,8	I,2
	больше I0	I,5	0,9
I4-30	0-5	I,5	I,2
	5-I0	I,2	0,9
4-8	0-5	I,I	0,8
Однолетние растения	0-5	I,I	0,8

ПРИМЕЧАНИЕ: В связи с различной высотой травы в зависимости от вегетационного периода принимается наименьшее значение U_0.

5) Вид пойменного покрова и характеристики грунтов: для несвязных грунтов- гранулометрический состав, для связных- расчетное сцепление грунта (C).Для задернованных пойм (при летних паводках) - средняя длина травы в зоне установки фундамента опоры.

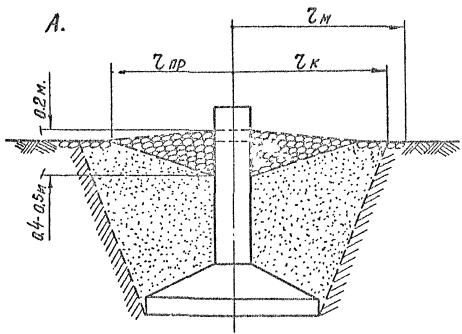
6) Очертания и размеры сооружения (фундамент+ опора)- сечения фундаментов и схема их размещения в плане, базовые размеры опоры ЛЭП. Для обвалования фундаментов-плановое очертание, размеры и величина заложения откосов.

6.92. Основным средством борьбы с явлением местного размыва у пойменных фундаментов опор ВЛ (при отсутствии обвалования) является устройство защиты следующими способами:

С. Каменная наброска. Отсыпка камня производится в заранее подготовленное углубление у стоек фундаментов или железобетонных опор (рис. 6.31). Глубина устраиваемого углубления в плоскости стороны стойки - 0,3÷0,4 м, радиус котлована γ = 1,2÷ 1,5 м. Превышение отметки каменной наброски над дневной поверхностью земли не более 0,15-0,20 м.

Рекомендуемые размеры фракций каменной наброски (балластного грунта) определяются в зависимости от средней скорости ($U_{ср}$) потока в месте установки опоры (см.табл. 6.25)

3041 тм-т2.126



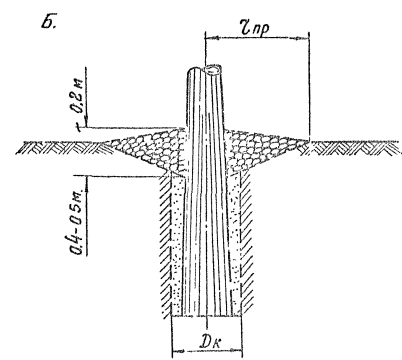


Рис. 6,31 Способ защиты фундаментов опор ЛЭП от местного размыва с помощью каменной наброски.

А – фундамент (опора) установленный в отрытый экскаватором котлован

Б – фундамент (опора) установленный в сверленый котлован

rк – радиус котлована; Dк – диаметр сверленого котлована

r пр – радиус защитной каменной призмы

rм – радиус одиночного мощения камнем

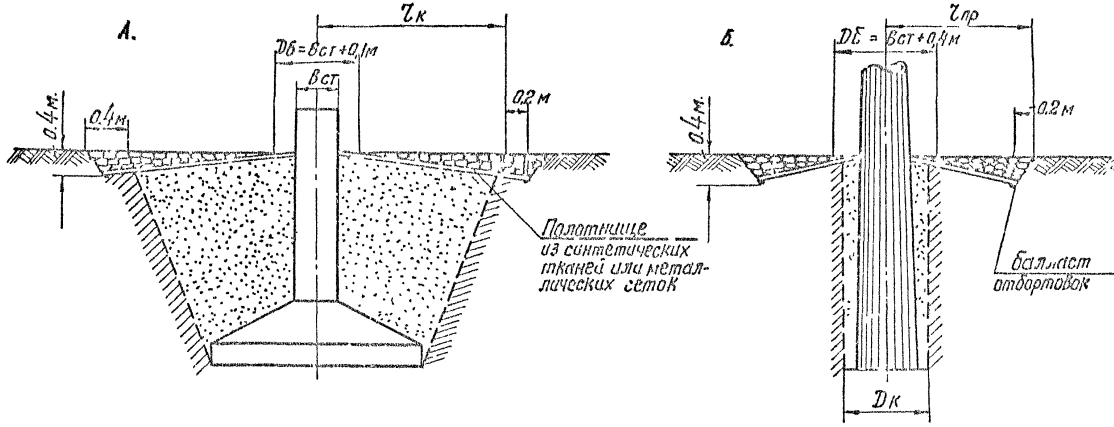


Рис. 6.32 Способ защиты фундаментов опор ЛЭП от местного размыва с помощью тюфяков на основе тканевых полотнищ или металлических стенок

А – фундамент (опора) установленный в отрытый экскаватором котлован
Б – фундамент (опора) установленный в сверленый котлован
Вст – ширина стойки фундамента.
Дб – диаметр участка обрабатываемого битумом.

Таблица 6.25

Средняя скорость потока $U_{ср.}$ м/сек	Средний диаметр фракций каменной отсыпки см
0,8	5
I,0	6
I,2	8
I,4	I0
I,6	I2
I,8	I4
2,0	I6
2,2	I8
2,4	2I
2,6	25
2,8	28
3,0	3I

б. Тканевые полотнища. Балластный грунт насыпается в ячейки тканевых полотнищ, представляющих из себя мешок, с простроченными по его длине ячейками. Полотнища укладываются в углубление у фундамента в соответствии со схемой, представленной на рис. 6.32.

Продление срока службы ковров возможно применением синтетической ткани (капрон, стеклоткань), некорродирующей оцинкованной или капроновой сетки.

В отбортовки полотнищ или сеток рекомендуется закладка металлических стержней или другого балласта, позволяющего прилегать покрытие к грунту.

Эффективность искусственной защиты от размыва наиболее полно сказывается в первые годы эксплуатации до восстановления растительного покрова в зоне установки опор.

ПРИЛОЖЕНИЕ I.

Таблицы нормативные значений прочностных и деформационных характеристик грунтов

I. Характеристики песчаных грунтов в табл.I относятся к кварцевым пескам, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме различных примесей, включая растительные остатки, независимо от степени влажности G

2. Характеристики глинистых грунтов в табл.2 и 3 относятся к грунтам, содержащим не более 5% растительных остатков и имеющим степень влажности $G \geqslant 0\,8$.

3. Для песчаных и глинистых грунтов с промежуточными значениями e против указанных в табл.I-3 допускается определять величины $C^н$, $\varphi^н$ и E, пользуясь интерполяцией.

4. Ввиду того, что расчетные значения характеристик грунта E, e, G и J_L согласно п.3.I4 главы СНиП II-I5-74 принимаются равными нормативным, для упрощения записей символы нормативных значений этих характеристик пишутся без индекса " Н ".

Таблица 1

Нормативные значения удельных сцеплений ($C^н$, кгс/см2) углов внутреннего трения ($\varphi^н$ град) и модулей деформации (E в кгс/см2) песчаных грунтов (независимо от от происхождения, возраста и влажности)

Виды песчаных грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	$C^н$	0,02	0,01	-	-
	$\varphi^н$	43	40	38	-
	E	500	400	300	-
Пески средней крупности	$C^н$	0,03	0,02	0,01	-
	$\varphi^н$	40	38	35	-
	E	500	400	300	-
Пески мелкие	$C^н$	0,06	0,04	0,02	-
	$\varphi^н$	38	36	32	28
	E	480	360	230	180
Пески пылеватые	$C^н$	0,08	0,06	0,04	0,02
	$\varphi^н$	36	34	30	26
	E	390	280	180	110

Нормативные значения удельных сцеплений ($C^н$ кгс/см2) и углов внутреннего трения ($\varphi^н$, град) глинистых грунтов четвертичных отложений

Таблица 2

Виды глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$J_L \leq 0,25$	$C^н$	0,15	0,11	0,08	-	-	-	-
		$\varphi^н$	30	29	27				
	$0,25 < J_L \leq 0,75$	$C^н$	0,13	0,09	0,06	0,03	-	-	-
		$\varphi^н$	28	26	24	21	-	-	-
Суглинки	$J_L \leq 0,25$	$C^н$	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	-
		$\varphi^н$	26	25	24	23	22	20	20
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	$C^н$	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	-
		$\varphi^н$	24	23	22	21	19	17	
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	$C^н$	-	-	0,25	0,20	0,16	0,16	0,12
		$\varphi^н$	-	-	19	18	16	14	12

Продолжение таблицы 2

Виды глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Глины	$0 < J_L \leq 0,25$	$C^н$	-	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		$\varphi^н$	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	$C^н$	-	-	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		$\varphi^н$	-	-	13	17	16	14	11
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	$C^н$	-	-	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		$\varphi^н$	-	-	15	14	12	10	7

Нормативные значения модулей деформации глинистых грунтов (E, кгс/см2)

Таблица 3

Происхождение и возраст глинистых грунтов	Виды глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Модули деформации грунтов E при коэффициенте пористости e, равном										
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения: Аллювиальные делювиальные озерные озерно-аллювиальные	Супеси	$0 < J_L \leq 0,75$	-	320	240	160	100	70	..	-	-	-	-
	Суглинки	$0 < J_L \leq 0,25$	-	340	270	220	170	140	110	-	-	-	-
		$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	320	250	190	140	110	80	-	-	-	-
		$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-	170	120	80	60	50	-	-	-
	Глины	$0 < J_L \leq 0,25$	-	-	280	240	210	180	150	120	-	-	-
		$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	-	-	210	180	150	120	90	-	-	-
		$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-	-	150	120	90	70	-	-	-
Флювиогляциальные	Супеси	$0 < J_L \leq 0,75$	-	380	240	170	110	70	-	-	-	-	-
	Суглинки	$0 < J_L \leq 0,25$	-	400	330	270	210	-	-	-	-	-	-
		$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	350	280	220	170	140	-	-	-	-	-
		$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-	170	130	100	70	-	-	-	-

Продолжение таблицы 3

Происхождение и возраст глинистых грунтов	Виды глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Модули деформации грунтов E при коэффициенте пористости e равном:									
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	I,05	I,2	I,4	I,6
Моренные	Супеси Суглинки	$J_L \leq 0,5$	750	550	450	-	-	-	-	-	-	-	-
Юрские отложения	Глины	$-0,25 < J_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	270	250	220	-	-
		$0 < J_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	240	220	I90	I50	-
		$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	I60	I20	I00

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.

Давления на грунты основания R_s в кг/см² подошников нормальных опор ВЛ, подсчитанные из условий предельных деформаций основания в нормальном режиме работы ВЛ

E кг/см²	B = 5,0 м "a"							B = 2,5 м "a"						
	I,2	I,5	I,8	2,0	2,2	2,5	2,6	I,2	I,5	I,8	2,0	2,2	2,5	2,6
						Промежуточные опоры								
						h_n = 2,0 м								
80	I,77	I,52	I,35	I,27	I,22	–	I,II	I,I	–	–	–	–	–	–
I00	2,09	I,78	I,56	I,46	I,39	–	I,26	I,25	I,08	–	–	–	–	–
I50	2,89	2,48	2,I2	I,95	I,88	–	I,64	I,62	I,39	I,28	I,I7	I,I2	–	–
200	3,65	3,08	2,67	2,48	2,26	–	2,0I	2,09	I,77	I,57	I,46	I,39	–	–
250	4,40	3,7I	3,I9	2,90	2,7I	–	2,40	2,46	2,I0	I,83	I,70	I,6I	–	–
300	5,20	4,32	3,76	3,40	3,I5	–	2,77	2,87	2,40	2,II	I,94	I,88	–	–
						h_n = 2,5 м								
80	I,84	I,60	I,46	I,4I	I,29	–	I,2I	I,2I	I,08	I,02	–	–	–	–
I00	2,I6	I,86	I,68	I,57	I,48	–	I,36	I,37	I,2I	I,I3	I,09	I,03	–	–
I50	2,96	2,52	2,22	2,06	I,93	–	I,75	I,77	I,54	I,40	I,33	I,25	–	–
200	3,74	3,I6	2,77	2,53	2,38	–	2,I4	2,I8	I,86	I,68	I,58	I,48	–	–
250	4,44	3,78	3,29	3,0I	2,83	–	2,48	2,54	2,I9	I,95	I,83	I,7I	–	–
300	5,23	4,4I	3,82	3,48	3,27	–	2,87	2,94	2,50	2,22	2,05	I,93	–	–
						h_n = 3,0 м								
80	–	I,7I	I,57	I,47	I,46	I,34	I,32	–	I,I9	I,I3	I,06	I,04	I,02	–
I00	–	I,97	I,78	I,66	I,58	I,49	I,46	–	I,32	I,24	I,I6	I,I3	I,09	–
I50	–	2,59	2,32	2,I6	2,04	I,88	I,85	–	I,64	I,5I	I,4I	I,36	I,29	–
200	–	3,23	2,85	2,66	2,49	2,28	2,24	–	I,95	I,78	I,66	I,58	I,49	–
250	–	3,66	3,36	3,I8	2,95	2,69	2,62	–	2,27	2,05	I,9I	I,82	I,69	–
300	–	4,50	3,97	3,66	3,38	3,08	3,0I	–	2,58	2,36	2,I7	2,03	I,89	–

ПРИЛОЖЕНИЕ 2
(продолжение)

E кг/см2	B = 5,0 м "a"							B = 2,5 м "a"						
	I,2	I,5	I,0	2,0	2,2	2,5	2,6	I,2	I,5	I,8	2,0	2,2	2,5	2,6
	Анкерные, анкерно-угловые и угловые промежуточные опоры													
	$h_п$ = 2,0 м													
80	I,56	I,35	I,20	I,I4	I,I0	-	I,0I	I,03	-	-	-	-	-	-
I00	I,83	I,55	I,38	I,30	I,25	-	I,I3	I,I7	I,02	-	-	-	-	-
I50	2,49	2,II	I,85	I,7I	I,6I	-	I,45	I,50	I,29	I,I5	I,I0	I,06	-	-
200	3,I4	2,64	2,30	2,II	I,97	-	I,76	I,83	I,55	I,38	I,30	I,24	-	-
250	3,76	3,I6	2,74	2,50	2,34	-	2,08	2,I3	I,83	I,6I	I,49	I,43	-	-
300	4,45	3,70	3,2I	2,9I	2,7I	-	2,39	2,48	2,09	I,84	I,7I	I,6I	-	-
	$h_п$ = 2,5 м													
80	I,63	I,43	I,32	I,27	I,I7	-	I,II	I,I0	-	-	-	-	-	-
I00	I,90	I,64	I,50	I,4I	I,33	-	I,23	I,24	I,I0	I,03	I,0I	-	-	-
I50	2,57	2,I9	I,95	I,82	I,7I	-	I,56	I,57	I,37	I,27	I,2I	I,I4	-	-
200	3,2I	2,73	2,40	2,22	2,08	-	I,88	I,9I	I,65	I,50	I,4I	I,33		-
250	3,80	3,25	2,84	2,62	2,45	-	2,I8	2,22	I,92	I,72	I,63	I,5I	-	-
300	4,50	3,79	3,29	3,00	2,83	-	2,50	2,54	2,I8	I,95	I,8I	I,70	-	-
	$h_п$ = 3,0 м													
80	-	I,54	I,42	I,33	I,28	I,23	I,22	-	I,I0	I,06	-	-	-	-
I00	-	I,75	I,60	I,49	I,43	I,36	I,34	-	I,2I	I,I5	I,07	I,05	I,03	-
I50	-	2,28	2,05	I,9I	I,8I	I,69	I,66	-	I,48	I,37	I,29	I,25	I,I9	-
200	-	2,80	2,49	2,33	2,I9	2,02	I,99	-	I,74	I,6I	I,50	I,43	I,36	-
250	-	3,33	2,93	2,75	2,57	2,36	2,30	-	2,0I	I,83	I,7I	I,63	I,53	-
300	-	3,85	3,37	3,I7	2,94	2,68	2,62	-	2,27	2,04	I,92	I,8I	I,69	-

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Коэффициент α

$m = \frac{2z}{a}$ или $m = \frac{z}{r}$	Коэффициент α для фундаментов				
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $n = l/a$ равным			
		1	1,4	1,8	2,4
1	2	3	4	5	6
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,350
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,185
4,8	0,067	0,077	0,105	0,130	0,161
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	0,141
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,098
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088

Продолжение

$m = \frac{2z}{d}$ или $m = \frac{z}{r}$	Коэффициент α для фундаментов				
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $n = \ell/a$, равным			
		I	I,4	I,8	2,4
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060
8,8	0,019	0,024	0,034	0,042	0,055
9,2	0,018	0,022	0,031	0,038	0,05[illegible]
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047
I0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,044
II	0,011	0,017	0,023	0,029	0,040
I2	0,009	0,015	0,020	0,026	0,034

Примечание: для промежуточных значений m и n величина коэффициента α определяется интерполяцией.

Приложение 4.

Расчетные коэффициенты трения каменной или бетонной кладки по грунту

Наименование грунтов	Расчетный коэффициент трения f
Глинистые и скальные грунты с скользящейся поверхностью (глинистые сланцы), глинистые известняки	0,25
Глины в твердом состоянии	0,30
Глины в пластичном состоянии	0,20
Суглинки в твердом состоянии	0,45
Суглинки в пластичном состоянии	0,25
Супеси в твердом состоянии	0,50
Супеси в пластичном состоянии	0,35
Пески маловлажные	0,55
Пески влажные	0,45
Скальные грунты (с несмыливающейся поверхностью)	0,75

gost.e-ecolog.ru