МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
(СОЮЗДОРНИИ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ СВАЙНЫХ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Москва 1977

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
(СОЮЗДОРНИИ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ СВАЙНЫХ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Одобрены Минтрансстроем

Москва 1977

УДК 625.736:624.137.4

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ СВАЙНЫХ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ. Союздорнии.М.,1977

Даны область применения, конструкции, расчет, устройство и контроль качества свайных противооползневых сооружений. Приведены оценка длительной прочности глинистых грунтов и устойчивости оползневых склонов и определение величины оползневого давления с методиками и примерами расчета.

Табл.1, рис.24

© Союздорнии, 1977г.

УДК 625.736:624.137.4

Предисловие

"Методические рекомендации по проектированию и строительству свайных противооползневых конструкций на автомобильных дорогах" разработаны на основе анализа результатов лабораторных и теоретических исследований, проведенных в Союздорнии в период 1974 - 1975 гг., и опыта проектирования и строительства свайных противооползневых конструкций, накопленного Киевским филиалом Союздорпроекта.

"Методические рекомендации" предназначены для проектных организаций в качестве методического пособия при проектировании свайных противооползневых конструкций, входящих в комплекс мероприятий по обеспечению устойчивости земляного полотна автомобильных дорог, сооружаемого на склонах с различной степенью устойчивости.

"Методические рекомендации" составили канд.техн. наук Э.М.Добров, инж.А.П.Аксенов при участии инженеров С.Н.Митурского и Л.В.Грицюка (Киевский филиал Союздорпроекта).

Замечания и пожелания просим направлять по адресу: 143900 Московская обл., Балашиха-6, Союздорнии.

1. Общие положения

1.1. Настоящие "Методические рекомендации" распространяются на проектирование, строительство и приемку свайных противооползневых конструкций, применяемых для обеспечения устойчивости земляного полотна автомобильных дорог при сооружении их в сложных инженерно-геологических условиях оползневых районов территории СССР.

1.2. Свайные противооползневые конструкции следует проектировать, как правило, в две стадии: технический проект и рабочие чертежи.

На участках, где экономическая эффективность применения свайных конструкций не вызывает сомнений и установлен целесообразный тип этих конструкций, а также на аварийных участках дорог, где применение свайных конструкций оправдывается быстротой ликвидации аварийной ситуации, допускается проектировать противооползневые мероприятия в одну стадию с разработкой технорабочего проекта.

1.3. При проектировании свайных удерживающих конструкций следует соблюдать требования к проектно-изыскательским работам, соответствующие данной стадии проектирования (см."Методические рекомендации по противооползневым мероприятиям на автомобильных дорогах в условиях Молдавской ССР". Союздорнии.М., 1975).

1.4. Объем инженерно-геологических изысканий для проектирования свайных противооползневых конструкций определяют стадией проектирования.

1.5. При проведении инженерно-геологических изысканий необходимо соблюдать требования СНиП II-А.В-69, "Рекомендаций по инженерно-геологическим изысканиям в районах развития оползней" (М., 1969) и "Методических рекомендаций по противооползневым мероприятиям

ятиям на автомобильных дорогах в условиях Молдавской ССР".

1.6. Разведочные скважины следует заглублять ниже зоны скольжения оползня не менее чем на 3–5м, а на участках предполагаемого строительства свайных удерживающих конструкций часть скважин должна быть заглублена в коренные или устойчивые породы на 10–15 м.

Глубоких скважин должно быть не менее 1/5 их общего числа. Глубокие скважины располагают с учетом проведения наиболее полного обследования коренных или устойчивых пород в зоне в целом и особенно в зоне предполагаемого размещения свайных конструкций.

В каждой пробуренной скважине должна быть четко зафиксирована поверхность скольжения. В пределах контура проектируемого ростверка должно быть пробурено не менее трех скважин по его оси.

1.7. На основе полевых и лабораторных исследований физико-механических свойств оползневых грунтов должно быть сформировано четкое представление: о зерновом составе грунта, его характерных влажностях, объемной массе и влажности при естественном залегании, прочностных характеристиках, особенно о длительной прочности грунта и реологических характеристиках.

1.8. При расчете свайных противооползневых конструкций на воздействие оползневого давления (по прочности материала свай), а также при определении глубины заделки свай в коренные несмещающиеся породы следует пользоваться методикой, изложенной в "Рекомендациях по расчету фундаментов глубокого заложения опор мостов" (ЦНИИС. М., 1970).

1.9. Расстояния между осями свай в рядах следует рассчитывать в соответствии с пп.6.12–6.13 настоящих "Методических рекомендаций".

На основе проведенного расчета в соответствии с пп.6.12–6.13 может быть установлена возможность применения свайных противооползневых конструкций в составе комплекса противооползневых мероприятий.

1.10. На период производства свайных работ и всего комплекса противооползневых мероприятий должен предусматриваться авторский надзор.

2. Область применения свайных противооползневых конструкций в дорожном строительстве

2.1. Свайные противооползневые конструкции следует применять в тех случаях, когда земляное полотно автомобильных дорог расположено на оползневых склонах с четко выраженной и определенной геологическим строением поверхностью скольжения. Этому условию соответствуют оползневые деформации типа скольжения и оползания[x].

2.2. Особенно целесообразно применение свайных противооползневых конструкций в следующих инженерно-геологических условиях:

твердая и полутвердая консистенция оползневых накоплений;

наличие отдельных зон увлажнения у поверхности скольжения (струйчатый характер грунтовых вод);

присутствие в оползневых накоплениях включений крупных скальных обломков размером до 500–600 мм;

наличие в пределах оползневого склона несмещающихся массивов (например, выхода коренных пород неглубокого заложения), которые могут быть использованы для анкеровки удерживающей конструкции.

2.3. При закреплении оползней, развивающихся в прочных породах, например при скольжении полускаль-

---

x) По классификации проф. Н.Н.Маслова.

ных или скальных пород по ослабленным прослойкам, рекомендуется применять сваи-шпоны, концы которых должны быть заведены на длину не менее 4-5 диаметров выше и ниже поверхности скольжения.

2.4. Свайные противооползневые конструкции позволяют обеспечить:

устойчивость оползневого склона, предотвращая просадки, отколы и значительные горизонтальные смещения насыпей автомобильных дорог в случаях, когда трасса автомобильной дороги пересекает оползневый участок в его верхней или средней части (рис.1);

устойчивость верховой части оползневого склона в случае его подрезки при устройстве выемки или полувыемки-полунасыпи (рис.2);

общую устойчивость откосов высоких насыпей;

возможность устройства глубоких совершенных дренажей под защитой "стены в грунте" из буронабивных свай (см.рис.1,б);

снижение пригрузки оползневого склона от массы насыпи путем устройства низовых подпорных стен на

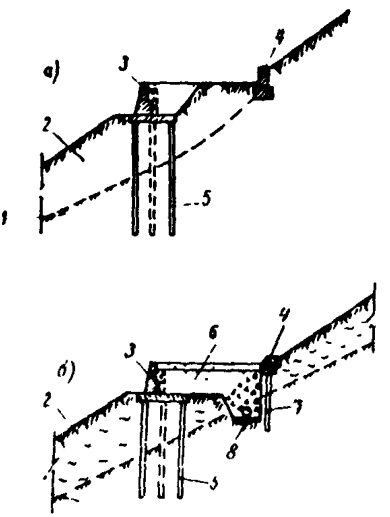

Рис.1. Обеспечение устойчивости земляного полотна в верхней (а) и средней (б) частях оползневого склона с помощью противооползневых конструкций из буронабивных свай:
1 - коренные породы; 2 - оползневый грунт; 3 - низовая подпорная стена; 4 - то же, верховая; 5 - буронабивные сваи; 6 - анкерная тяга; 7 - анкерные сваи; 8 - глубокий совершенный дренаж

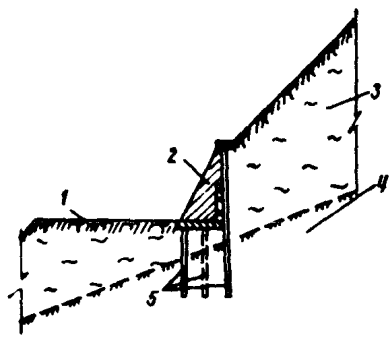

Рис.2. Укрепление верховой части оползневого склона в случае его подрезки:
1 - полувыемка-полунасыпь; 2 - контрфорс; 3 - оползневый грунт; 4 - коренные породы; 5 - буронабивные сваи

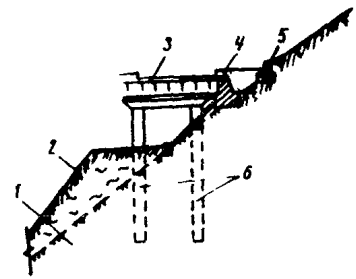

Рис.3. Устройство эстакады на свайных фундаментах при пересечении оползневого участка:
1 - коренные породы; 2 - оползневый грунт; 3 - эстакада; 4 - ограждающая подпорная стена; 5 - верховая подпорная стена; 6 - буронабивные сваи

свайном основании и сокращения объема насыпи (см.рис.1,б);

возможность строительства эстакад на свайных фундаментах при пересечении оползневых участков (рис.3);

возможность устройства недеформируемого основания водоотводных лотков и труб;

передачу нагрузки от проезжей части и временной нагрузки коренным несмещающимся породам путем устройства под проезжей частью на всю ее ширину железобетонного свайного ростверка (рис.4);

поярусное закрепление оползневого склона арочными (в плане) свайно-грунтовыми стенами, расположенными на террасах, используемых для устройства проездов, размещения каких-либо площадок и т.д.;

устойчивость возводимого на оползневом склоне здания или сооружения путем устройства обоймы из одно-, двухрядных свайных ростверков.

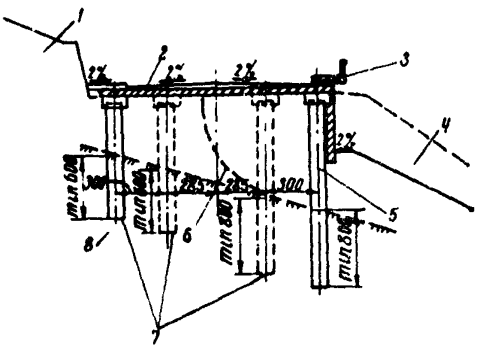

Рис.4. Свайное поле с железобетонным ростверком под проезжей частью на всю ее ширину:
1 - оползневый грунт; 2 - железобетонный ростверк; 3 - консольный тротуар; 4 - разгрузка насыпи (сокращение объема); 5 - 1-й ряд свай, работающий как стена в грунте; 6 - поверхность скольжения; 7 - буронабивные сваи; 8 - коренные породы

2.5. Свайные противооползневые конструкции можно применять как для предупреждения оползней, так и для закрепления земляного полотна авто-

мобильных дорог в ходе восстановительных работ.

2.6. Свайные противооползневые конструкции можно применять наряду с анкерными сваями-затяжками, железобетонными столбами шахтной проходки, сваями-шпонами различных конструкций.

Эти сооружения должны проектироваться в сочетании с водоотводными, осушительными мероприятиями, мероприятиями по разгрузке верховых частей склонов и пригрузке их в зоне выпора и т.д.

При значительном обводнении грунта закрепляемого земляного полотна до начала свайных работ следует выполнять мероприятия по мелиорации грунта (водопонижение, осушение верхней части сползающего массива продольными рассечками, заполняемыми щебнем, и др.).

2.7. Возможность применения свайных конструкций устанавливают на основе результатов технико-экономического сравнения вариантов комплекса противооползневых мероприятий с удерживающими конструкциями различных типов (подпорные стены, земляные и каменные контрбанкеты, контрфорсы и др.), а также вариантов расположения трассы за пределами оползня.

3. Оценка устойчивости оползневых склонов и определение величины оползневого давления

3.1. Степень устойчивости природных склонов (как с учетом земляного полотна, так и без него) следует оценивать уже на стадии технико-экономического обоснования при выборе наиболее экономически и технически оправданного варианта проложения трассы и обоснования противооползневых мероприятий.

3.2. Устойчивость природного склона следует рассчитывать, исходя прежде всего из наиболее вероятной

формы нарушения его устойчивости (скол при просадке, срез с вращением, оползень-поток и т.п.), при этом устойчивость рассчитывают применительно ко всему природному склону, а не только к его локальной части, расположенной в зоне возведения земляного полотна.

В том случае, если природный склон оползневый, форма нарушения его устойчивости определяется по четким признакам (стенки срыва, трещины растяжения, локальная заболоченность, валы выпирания и т.п.), благодаря которым легко отличить оползневое тело от здоровой части склона.

В случае, если склон устойчивый или условно устойчивый и трудно заранее определить наиболее вероятную форму нарушения его устойчивости, следует исходить из предполагаемой в данном случае формы деформации, принимая во внимание особенности геологического строения толщи склона и факторы, связанные со строительством автомобильной дороги (подсечка, перегрузка, разгрузка и т.п.). При этом следует проводить проверочные расчеты нескольких возможных схем. Наиболее вероятной схемой будет та, которая дает минимальную величину коэффициента запаса устойчивости.

3.3. Устойчивость склонов следует рассчитывать по поперечнику, в котором наиболее неблагоприятно сочетаются такие факторы, как крутизна склона, наличие ослабленных зон, мощность смещающихся грунтов и т.п.

3.4. Расчет устойчивости склонов и откосов выполняют из условий плоской задачи:

а) по прочности (1-е предельное состояние);

б) по деформируемости (2-е предельное состояние).

3.5. Расчет устойчивости откосов и склонов по прочности сводится к определению той или иной величины коэффициента запаса $K_{зап}$ и сравнению его с требуемой величиной.

При этом величина $K_{зап}$ устойчивости определяется как отношение суммы сил, удерживающих откос или

склон в устойчивом состоянии, к сумме сил, нарушающих это состояние.

Для расчета суммарного воздействия удерживающих сил при оценке величины $K_{зап}$ используют прочностные характеристики грунта, а именно: его сопротивляемость сдвигу, определяемую силами внутреннего трения грунта φ_w и общего структурного сцепления C_w.

3.6. Устойчивость откосов и склонов по деформируемости следует рассчитывать, если обеспечена их устойчивость по прочности ($K_{зап} > 1$), но есть опасность развития длительных деформаций ползучести во времени.

В этом случае дополнительно в качестве исходных характеристик грунта следует оценивать коэффициент динамической вязкости η (приложение 1).

3.7. Устойчивость оползневых склонов по критериям деформируемости следует проверять особенно в тех случаях, когда угол внутреннего трения грунтов, слагающих склон, близок к нулю, а общее структурное сцепление обусловлено, главным образом, силами связности.

3.8. Для оценки степени устойчивости природных оползневых склонов с фиксированной поверхностью скольжения следует использовать метод горизонтальных сил (метод Маслова-Берера).

3.9. Степень устойчивости склона в этом случае оценивают по величине коэффициента запаса, определяемого по формуле

$$K_{зап} = \frac{\Sigma T}{\Sigma(\pm H)}, \qquad (1)$$

где

$$T = H - R = Q\left[tg\alpha - tg(\alpha - \varphi_p)\right]; \qquad (2)$$

T – часть распора, воспринимаемая трением и сцеплением грунта по поверхности скольжения;

H – распор (давление на стенку блока) при отсутствии в грунте между блоками сил трения и сцепления;

R – непогашенная (активная) часть распора;

Q – масса блока;

Ψ_p – угол сопротивления сдвигу на поверхности скольжения при нормальном напряжении p от массы блока;

α – угол наклона поверхности скольжения расчетного блока к горизонту.

3.10. Расчет по методу горизонтальных сил выполняют в определенной последовательности:

на основе анализа инженерно-геологических условий намечают наиболее вероятные поверхности скольжения (рис.5);

каждый из предполагаемых отсеков обрушения разбивают на отдельные блоки с таким расчетом, чтобы границы блоков соответствовали местам перелома поверхности скольжения и в пределах каждого блока на поверхности скольжения сохранялись постоянными значения сдвиговых характеристик грунта;

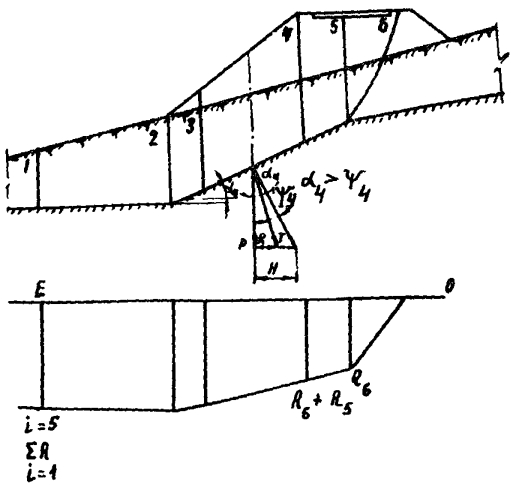

Рис.5. Схема к оценке устойчивости склона по методу горизонтальных сил (метод Маслова-Берера) и эпюра оползневого давления

в пределах каждого расчетного блока графичес к и или аналитически определяют силы активного давления, направление которых принимается горизонтальным. При графическом решении откладывают в масштабе массу блока Q , от середины поверхности скольжения в пределах рассматриваемого блока проводят нормаль к этой поверхности и графически определяют величи н у распора H , который действует на стенку блока, при допущении, что трение между блоками отсутствует.

Аналитически величина H выражается формулой

$$H = Q \cdot tg\alpha \ . \qquad (3)$$

Далее в сторону скольжения откоса откладыв а ют угол сопротивления сдвигу

$$\psi_p = arctg F_p \ , \qquad (4)$$

где F_p – коэффициент сопротивления сдвигу,

Под этим углом проводят линию до пересечения с направлением силы H , получают силу R и силу T .

При практическом использовании метода горизон – тальных сил напряжение p определяют с о г л а сно "гидростатическому" принципу:

$$p = \gamma_w \cdot h \ , \qquad (5)$$

где γ_w – объемная масса грунта, т/м^3;
h – средняя высота расчетного блока, м.

3.11. Фильтрационное давление грунтовых вод $W_{\varphi i}$ учитывают в условиях плоской задачи выражением

$$W_{\varphi i} = \Delta_{\beta} \cdot J_i \cdot \omega_i \,, \qquad (6)$$

где Δ_{β} – объемная масса воды;

J_i – гидравлический градиент, действующий в пределах расчетного блока;

ω_i – площадь сечения выделенного расчетного блока.

Фильтрационное давление увеличивает величину распора H_i, действующего в пределах того или иного блока и определяемого по зависимости (1).

3.12. Необходимость проведения противооползневых мероприятий можно установить на основе оценки устойчивости природного склона по деформируемости.

Для определения скорости смещения поверхности оползневого склона может быть использована зависимость (рис.6):

$$V_0 = \frac{\gamma_w}{\eta}\left\{\left[h\left(h-d\right) - \frac{(h-d)^2}{2}\right]\left(\sin\alpha - \cos\alpha \cdot tg\,\varphi_w\right) - \frac{c_c}{\eta}\left(h-d\right)\right\}, \qquad (7)$$

где h – мощность слоя смещения;

d – "мертвая зона", характеризуемая постоянной скоростью ползучести и представляющая собой блок породы, смещающийся на слое грунта мощностью ($h-d$);

φ_w, c_c – соответственно угол внутреннего трения и структурное сцепление;

η – коэффициент динамической вязкости грунта (приложение 1).

3.13. Мощность "мертвой зоны", зависящую главным образом от величины структурного сцепления c_c, определяют по выражению

$$d = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \left(\frac{c_c}{\sin\alpha - \cos\alpha \cdot tg\varphi_w} \right) \cdot \qquad (8)$$

3.14. Для оползневого склона с зоной активных подвижек, сложенной пластичными глинистыми грунтами, для которых $\varphi_w = 0$ и $c_c = 0$, формула (7) упрощается:

$$v_0 = \frac{\gamma_w}{2\eta} \cdot h^2 \cdot \sin\alpha . \qquad (9)$$

3.15. На основании анализа устойчивости оползневого склона в оползневом теле выделяют устойчивые и неустойчивые блоки, а также строят эпюру оползневого давления E по всему расчетному продольному профилю (см.рис.5).

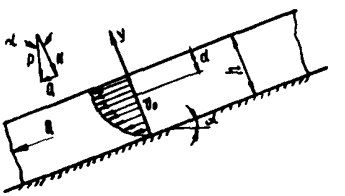

Рис.6. Схема к оценке скорости смещения поверхности оползневого массива

3.16. Если результаты расчетов, выполненных в соответствии с пп.3.12-3.13, покажут, что участок склона находится в стадии ползучести ($v = 10^{-9} \div 10^{-6}$ см/с), то величину оползневого давления E определяют на основании анализа устойчивости оползневого склона с использованием величины длительной прочности грунта S_∞.

3.17. Длительную прочность глинистых грунтов следует определять в соответствии с разделом 4.

4. Оценка длительной прочности глинистых грунтов

4.1. Начальную ($t = 0$) прочность глинистых грунтов определяют сопротивляемостью их сдвигу:

$$S_o = S_{\rho w} = \rho \, tg \, \varphi_w + \Sigma_w + C_c \ , \qquad (10)$$

где $S_{\rho w}$ – сопротивляемость сдвигу;
ρ – нормальное напряжение;
Σ_w – связность;
C_c – структурное сцепление (приложение 2).

4.2. При оценке величины длительной t_{∞} прочности глинистых грунтов следует учитывать:

а) разновидность глинистого грунта и природу его прочности;

б) условия проявления возможных длительных деформаций ползучести.

4.3. Различают две основные и наиболее часто встречающиеся в практике дорожного строительства разновидности глинистых грунтов: скрытопластичные и пластичные.

Прочность скрытопластичных грунтов определяют по формуле (10).

Для пластичных глинистых грунтов характерным является практическое отсутствие угла внутреннего трения и жестких структурных связей, т.е. $\varphi_w = 0$, $C_c = 0$, поэтому их прочность определяется зависимостью

$$S_o = S_{\rho w} = \Sigma_w . \qquad (11)$$

4.4. Деформации ползучести глинистых грунтов во времени развиваются под воздействием приложенных касательных напряжений τ при условии, когда

$$\tau < \rho \cdot tg \, \varphi_w + \Sigma_w + C_c \qquad (12)$$

и одновременно $\tau > \rho \cdot tg \, \varphi_w + C_c$.

Ползучесть пластичных глинистых грунтов развивается практически при любой величине τ, но при соблюдении условия

$$0 < \tau < \Sigma_w . \qquad (13)$$

4.5. Длительная прочность пластичных глинистых грунтов S_∞ при неизменных параметрах их плотности-влажности является величиной постоянной и совпадает с их начальной прочностью, т.е.

$$S_\infty = S_0 = S_{pw} . \qquad (14)$$

4.6. При оценке длительной прочности скрыто-пластичных глинистых грунтов (S_∞) следует различать два основных случая их возможной работы в составе сооружения:

а) отсутствие деформаций ползучести, в этом случае

$$\tau < p \cdot tg\,\varphi_w + C_c . \qquad (15)$$

Длительная прочность скрытопластичных глинистых грунтов S'_∞ при условии отсутствия деформаций ползучести совпадает с их начальной прочностью S_0 и определяется зависимостью

$$S'_\infty = S_0 = S_{pw} ; \qquad (16)$$

б) наличие деформаций ползучести; в этом случае обычно соблюдается условие (12).

Длительная прочность скрытопластичных глинистых грунтов S''_∞ в условиях проявления деформаций ползучести снижается в результате разрушения жестких структурных связей и соответствует величине, определяемой зависимостью

$$S''_{\infty} = \rho \cdot tg\gamma_w + \Sigma_w . \qquad (17)$$

5. Конструктивные схемы свайных противооползневых сооружений

5.1. Различаются следующие конструктивные схемы свайных удерживающих сооружений в зависимости от характера решаемой задачи:

отдельные свайные поля с рядовым или шахматным расположением свай, объединенных поверху железобетонной плитой ростверка (рис.7,а);

подпорные стены на свайных фундаментах (рис.7,б);

система расположенных на разных ярусах свайных полей (рис.7,в).

5.2. В зависимости от инженерно-геологических условий железобетонные сваи могут быть забивными или буронабивными.

Забивные железобетонные сваи ввиду незначительной прочности их сечения целесообразны при мощности оползневого тела 1,5–2 м.

Буронабивные железобетонные сваи диаметром 750 и 860 мм (изготавливаемые с предварительным бурением скважин и применением обсадных труб диаметром соответственно 720 и 820 мм) рекомендуются при мощности оползня от 5 до 12 м.

Буронабивные сваи диаметром более 860 мм применяют в конструкциях, воспринимающих большие сосредоточенные нагрузки (например, опоры мостов и т.п.) и возводимых в оползневых районах.

5.3. Толщину плиты ростверка следует назначать, в зависимости от принятой конструктивной схемы свайного удерживающего сооружения, в пределах 0,7–1 м.

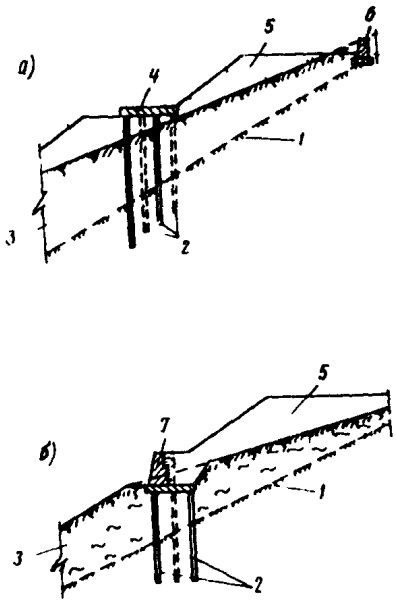

Рис.7. Конструктивные схемы противооползневых сооружений:

а - из четырех рядов буронабивных свай, расположенных в шахматном порядке и объединенных плитой ростверка; б - низовая подпорная стена с фундаментом из буронабивных свай; в - расположение противооползневых конструкций на оползневом склоне в несколько ярусов;

1 - коренные породы; 2 - буронабивные сваи; 3 - оползневый грунт; 4 - плита ростверка; 5 - насыпь; 6 - верховая подпорная стена; 7 - подпорная стена на фундаменте из буронабивных свай

Толщина плиты ростверка, располагаемой под проезжей частью на всей ее ширине, не должна превышать 0,5–0,7 м; плиту рассчитывают на пропуск временных нагрузок по СН 200–62.

При расчете прочности плиты ростверка, служащей основанием подпорной стены, необходимо учитывать не только нагрузки, передаваемые на плиту сваями, воспринимающими оползневое давление, но и нагрузки от массы стены и грунта над плитой. Во всех случаях толщину ростверка следует проверять на продавливание над сваями. При загрузке плиты ростверка горизонтальным давлением грунта ее следует рассчитывать на изгиб в горизонтальной плоскости.

При проектировании ростверка следует учитывать возможность проседания грунта ввиду разуплотнения при бурении скважин под его подошвой.

5.4. Заделку голов свай в плиту ростверка производят в соответствии с СН 200–62 (п.703), т.е.не менее чем на 15 см с выпуском стержней продольной арматуры на длину, равную 20 диаметрам при арматуре периодического профиля и 40 диаметрам при гладкой арматуре. В случае использования плиты ростверка как упруго-податливой опоры заделку голов свай проводят таким образом, чтобы обеспечивался их поворот в плоскости действия оползневого давления, но при этом не должно происходить их смещения относительно плиты ростверка. В случае жесткой заделки свай плита ростверка и сваи должны быть проверены на изгиб опорными моментами.

5.5. При проектировании противооползневых конструкций из буронабивных свай необходимо:

предусматривать компактное и безопасное размещение механизмов при работе;

обеспечивать возведение свайных удерживающих конструкций без перерыва движения по дороге;

применять конструктивные решения, способствующие

улучшению работы свай при воздействии оползневого давления;

учитывать основные технологические операции, приведенные в соответствующих разделах настоящих "Методических рекомендаций";

обеспечивать возможность реконструкции автомобильной дороги с повышением ее категории.

5.6. При проектировании свайных удерживающих конструкций в условиях действия агрессивных грунтовых вод необходимо учитывать требования СНиП II-В.9-73.

5.7. При подсчете объемов свайных работ потребность в бетоне определяют в соответствии с данными инженерно-геологических изысканий, учитывая расход бетона для заполнения пазух.

В грунтах, содержащих обломочный материал, в зависимости от притока воды и нарушенности масси в а при подсчете объема бетона для заполнения скваж и н рекомендуется использовать коэффициенты:

1,1 - в грунтах слабонарушенных с незначительным притоком грунтовых вод при глубине участка скважины до 10 м;

1,2 - то же, при глубине участка скважины свыше 10 м;

1,5 - в нарушенных грунтах с обильным притоком воды независимо от глубины участка скважины;

1 - на участке заделки в коренные породы;

0,9 - при бетонировании без извлечения обсадной трубы.

За номинальный принимают объем скважины в ненарушенных устойчивых грунтах с диаметром скважины 750 и 860 мм при использовании обсадных труб диаметром 720 мм, 820 мм, увеличивая объем бетона на 8-10% от номинального объема скважины для восполнения потерь на выдавливание шлама и слабого (загрязненного) бетона.

6. Расчет свайных противооползневых конструкций

6.1. Свайные противооползневые конструкции рассчитывают на воздействие давления оползневого грунта.

При проектировании противооползневых свайных конструкций в сейсмических районах величину оползневого давления следует определять с учетом сейсмической силы:

$$Q_c = \mu \cdot P ,$$

где μ – коэффициент динамической сейсмичности;
P – масса отсека.

6.2. Величину оползневого давления $E_{св}$, которое должно быть воспринято свайной противооползневой конструкцией, определяют из выражения

$$K_{зап} = \frac{\Sigma T + E_{св}}{\Sigma (\pm H)} , \qquad (18)$$

где $K_{зап}$ – заданный коэффициент запаса устойчивости склона;

$E_{св}$ – величина оползневого давления, воспринимаемого свайной конструкцией для обеспечения заданного коэффициента запаса устойчивости склона,

$$E_{св} = K_{зап} \cdot \Sigma (\pm H) - \Sigma T . \qquad (19)$$

6.3. Поперечное сечение оползневого склона, в котором должна быть установлена свайная противооползневая конструкция, определяют по эпюре оползневого давления и рассчитанной величине $E_{св}$ (рис.8).

6.4. При большой величине $E_{cв}$ свайная противооползневая конструкция может быть громоздкой. В таких случаях для обеспечения устойчивости склона устраивают более легкие конструкции, расположенные в несколько ярусов (см.рис.8). Оползневое давление $E_{cв}$ может быть принято равномерно распределенным между ярусами:

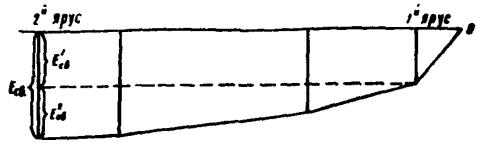

Рис.8. Схема к определению места расположения свайной противооползневой конструкции на закрепляемом склоне

$$E^{m}_{cв} = \frac{E_{cв}}{m}, \qquad (20)$$

где $E^{m}_{cв}$ – оползневое давление, приходящееся на каждый ярус;

m – количество ярусов.

6.5. Если при определении места расположения свайного противооползневого сооружения руководствуются конструктивными соображениями (например, у подошвы насыпи при восстановительных работах), то его следует рассчитывать на величину оползневого давления $E_{cв}$, действующего в рассматриваемом поперечном сечении оползневого склона. При этом коэффициент запаса устойчивости части склона, расположенной выше противооползневого сооружения, определяют по формуле

$$K_{зап} = \frac{\Sigma T + E_{cв}}{\Sigma(\pm H)}. \qquad (21)$$

6.6. Дальнейший расчет свайных противооползневых конструкций включает:

определение расстояния между осями свай в ряду;

расчет прочности сечения свай от воздействия оползневого давления;

расчет глубины заложения свай в коренные породы;

расчет плиты ростверка.

Кроме того, противооползневую конструкцию следует проверять:

а) на переползание оползневого грунта через нее в вертикальной плоскости;

б) на ее сдвиг в сторону падения склона по плоскости, проходящей через нижние концы свай[x];

в) на ее сдвиг по слабым прослойкам в толще коренных пород[x].

6.7. Свайную противооползневую конструкцию на возможность переползания оползневого грунта проверяют следующим образом.

Из верхней точки А (рис.9) передней грани противооползневой конструкции проводят ряд лучей AB', AB'', AB''', AB, предполагая, что поверхность смещения у призмы отпора - плоскость. Каж-

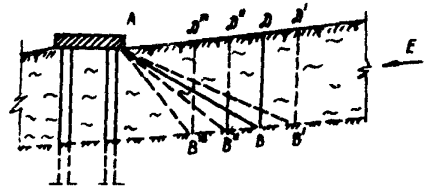

Рис.9. Схема к проверке свайной противооползневой конструкции на возможность переползания оползневого грунта через нее в вертикальной плоскости

x) Указанные проверки производят путем оценки устойчивости склона как незакрепленного в предположении, что поверхность скольжения приурочена к слабым прослойкам в коренных породах или проходит через нижние концы свай.

дому из этих лучей соответствуют своя призма отпора $АВ'Д'$, $АВ''Д''$, $АВ'''Д'''$, АВД и пассивное давление E_0 на плоскости $В'Д'$, $В''Д''$, $В'''Д'''$, ВД. На эти же плоскости действует оползневое давление $Е'$, $Е''$, $Е'''$, Е, определяемое по эпюре оползневого давления.

Переползание грунта через противооползневую конструкцию невозможно, если для самого неблагоприятного из рассматриваемых сечений (для которого $E_0 - E \rightarrow min$) соблюдается условие

$$(E_0 - E)_{min} \geq 0 . \qquad (22)$$

Величину C для каждого сечения определяют графическим методом (рис.10):

$$C = N \cdot tg\varphi_w + C_w \cdot AB , \qquad (23)$$

где N – нормальная составляющая массы призмы отпора.

По определенным величинам и направлениям сил P, C и R (известно только ее направление) для призмы отпора строят многоугольник сил, замыкающая сторона которого определяет величину пассивного давления (см.рис.10).

По определенным величинам пассивного давления выбирают критическое сечение, для которого $(E_0 - E)$ имеет минимальное значение, и затем проверяют выполнение условия (22). Если указанное условие не выполняется, то следует предусмотреть дополнительные мероприятия по снижению оползневого давления в месте установки свайной противооползневой конструкции (например, террасирование вышележащего оползневого склона, устройство дополнительных удерживающих конструкций и т.п.) или по увеличению пассивного давления путем загрузки призмы отпора массой насыпи земляного полотна.

6.8. Расстояние между сваями в ряду находят по формуле

$$e = \frac{B}{N}, \qquad (24)$$

где B – ширина оползневого участка склона;

N – количество свай в ряду,

$$N = \frac{E_{cв} \cdot B}{q_{cв}}; \qquad (25)$$

$q_{cв}$ – оползневое давление, воспринимаемое одиночной бесконечно жесткой сваей.

6.9. Расстояние между сваями в плоскости подошвы плиты ростверка должно быть не менее 1,5 диаметров свай между осями и не менее 1 м в свету (СН 200-62, п.704). Если расстояние между сваями (п.6.8) будет меньше указанных величин, то необходимо располагать сваи в шахматном порядке в несколько рядов.

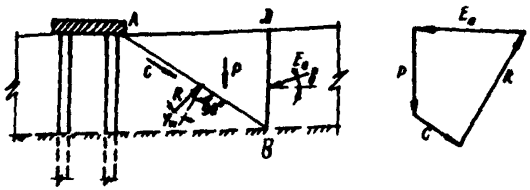

Рис. 10. Графическое определение предельной величины пассивного отпора E_0: P – собственная масса призмы отпора; C – сила сцепления по поверхности скольжения; R – реакция грунта по поверхности; E_0 – пассивное давление на плоскость ВД; $\varphi_н$ – угол внутреннего трения грунта; $\delta = 0$

6.10. Оползневое давление $q_{cв}$, воспринимаемое одиночной сваей (п.6.11), не должно превышать несущей способности сваи при работе на горизонтальные усилия, рассчитанной по прочности и деформативности. Сечение сваи на

прочность следует рассчитывать на усилия, определенные с учетом ее расчетной схемы.

6.11. Предельную величину оползневого давления, воспринимаемого одиночной сваей, определяют по выражению

$$q_{св} = \left(1 + \frac{h_1}{3D}\right) \cdot D \cdot \left[\frac{1}{2}\gamma_w h_1^2 tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_w}{2}\right) + 2C_w \times\right. \tag{26}$$

$$\left. \times h_1 \cdot tg\left(45^\circ + \frac{\varphi_w}{2}\right)\right],$$

где $h_1 = h \cdot \cos\alpha$;

h – мощность оползня в месте установки свайной конструкции;

α – угол наклона поверхности скольжения к горизонту;

γ_w – объемная масса оползневого грунта;

φ_w, C_w – соответственно угол внутреннего трения и сцепление оползневого грунта;

D – диаметр сваи.

6.12. При определении расстояния между сваями в ряду необходимо учитывать возможность проявления вязко-пластического "обтекания" (" прорезания " по Н.Н.Маслову) свай грунтом оползневого массива в горизонтальной плоскости, скорость которого может быть определена по формуле

$$v_t = v_к - (v_к - v_0) \cdot e^{-ct}, \tag{27}$$

где v_0 – начальная скорость ползучести оползневого массива, см/сутки;

t – время от момента ввода противооползневой конструкции в эксплуатацию, сутки;

$v_к$ – конечная скорость вязко-пластического "обтекания" свай оползневым грунтом, см/сутки,

$$v_к = \frac{\left(\frac{B \cdot E_{сб}}{D \cdot h} - q_{доп\,\eta} \cdot N\right) \cdot Dh}{4\pi\eta \cdot \sqrt{Dh} \cdot N}; \qquad (28)$$

η – коэффициент динамической вязкости оползневого грунта, $\frac{кгс \cdot сутки}{см^2}$;

C – параметр, $\frac{1}{сутки}$,

$$C = \frac{4\pi\eta \sqrt{Dh}\, N}{m}; \qquad (29)$$

m – масса оползающего грунта, кгм;

$q_{доп \cdot \eta}$ – удельное давление на сваю, при котором исключено вязко-пластическое "обтекание" ("порог" вязко-пластического обтекания), кгс/см^2,

$$q_{доп \cdot \eta} = 0{,}9 \frac{\pi \gamma_w \left(D \cdot tg\,\varphi_w + \frac{C_c}{\gamma_w} \cdot tg\,\varphi_w\right)}{ctg\,\varphi_w + \varphi_w - \frac{\pi}{2}}, \qquad (30)$$

C_c – жесткое структурное сцепление оползневого грунта.

6.13. Если рассчитанная скорость $v_к$ недопустима с точки зрения деформируемости дорожной конструкции, расположенной на оползневом участке склона, расстояние между сваями в ряду следует уменьшить, а затем снова проверить в соответствии с п.6.12.

6.14. Свайные противооползневые конструкции на воздействие оползневого давления рассчитывают по

прочности и по деформативности, используя методику, изложенную в "Рекомендациях по расчету фундаментов глубокого заложения опор мостов" (ЦНИИС. М., 1970), в части определения глубины заложения свай в коренные породы. В расчете должно быть учтено, что оползневое давление приложено к свае по всей ее длине от подошвы плиты ростверка до поверхности скольжения и к боковой поверхности плиты ростверка. Если плита ростверка служит основанием подпорной стены, то необходимо учесть также часть оползневого давления, которая воспринимается стеной и передается на свайный ростверк.

Для упрощения расчета допускается принимать, что распределение оползневого давления по высоте происходит по треугольной эпюре.

При расчете свай по материалу могут быть два случая:

на сваю действует только оползневое давление, вызывающее в ее сечениях изгибающие моменты и перерезывающие силы; в этом случае сваю рассчитывают на изгиб;

на сваю, помимо оползневого давления, воздействуют собственная масса конструкции и временная нагрузка на нее; в этом случае в свае действуют изгибающий момент, перерезывающая и продольная силы и ее необходимо рассчитывать на внецентренное сжатие.

При определении момента в сечениях сваи, вызываемого оползневым давлением, могут быть следующие случаи:

свая рассматривается как отдельно стоящая, и момент вычисляется как в консольной балке;

голова сваи заделана в ростверк, который рассматривается как упругоподатливая опора, и момент вычисляется как в балке с одним заделанным концом и другим свободно опертым;

то же в случае анкеровки головы сваи гибкой или жесткой анкерной тягой;

голова сваи заделана в несмещаемый ростверк, и момент в свае вычисляется как в балке с двумя заделанными концами.

6.15. При расчете буронабивных свай по материалу расчетные сопротивления бетона и арматуры принимают по СН 365-67 с предусмотренными коэффициентами условий работы для железобетонных и бетонных конструкций мостов и труб. Расчетное сопротивление бетона свай на осевое сжатие (в противооползневых конструкциях) допускается принимать равным 0,25 от проектной марки бетона без ввода дополнительного коэффициента условий работы.

Продольный изгиб при расчете буронабивных свай по материалу не учитывают.

6.16. Пример расчета удерживающей конструкции из буронабивных свай и пример определения сметной стоимости буронабивной сваи D = 860 мм приведены в приложениях 5 и 6.

7. Устройство противооползневых конструкций из буронабивных свай

7.1. Технология устройства противооползневых конструкций из буронабивных свай включает следующие операции (рис.11):

подготовительные работы (устройство временных объездов, организация строительной площадки);

изготовление буронабивных свай;

устройство железобетонной плиты ростверка.

Ниже приведена потребность в механизмах и оборудовании:

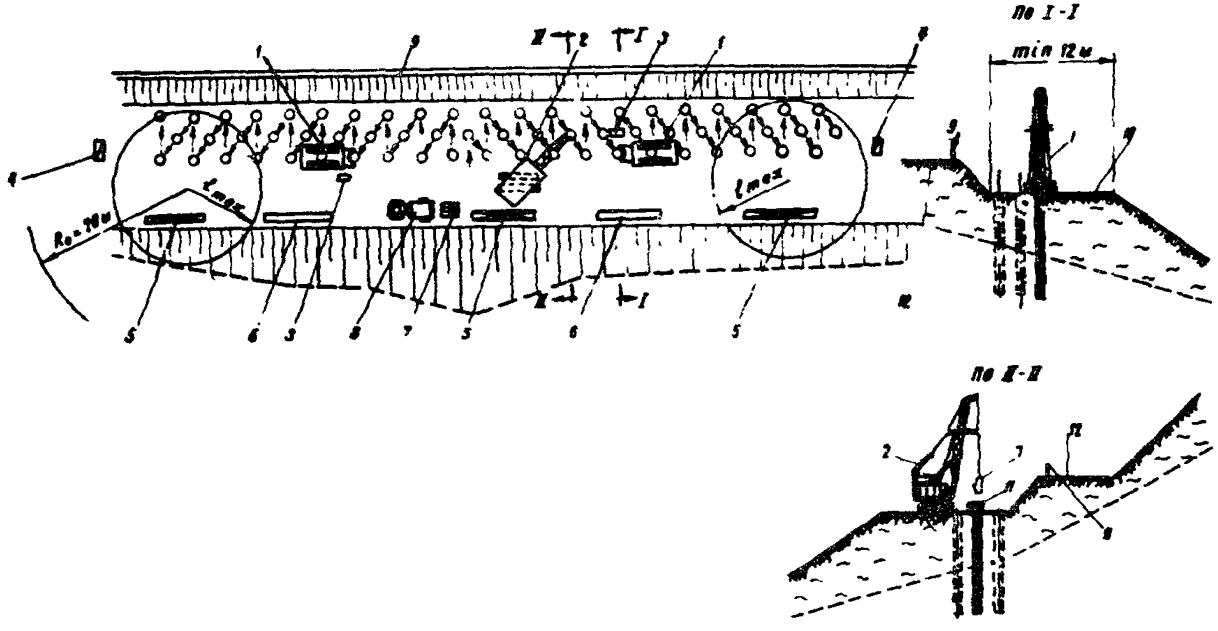

Рис.11. План строительной площадки:
1 - буровой станок ударно-канатного действия, тип УКС-30М или БС-1М;2-гусеничный кран МКГ-25; 3 - бадья для сбора шлама; 4 - электростанция;5-места складирования армокаркасов; 6 - места складирования обсадных труб; 7 - вибробадья; 8 - автомобиль-самосвал ЗИЛ-585; 9 - временное ограждение;10 - щебеночная подготовка;11 - бункер с бетонолитной трубой;12 - временный объезд

	Количество, шт.
Буровой станок ударно-канатного действия (типа УКС-30М или БС-1М)	2
Гусеничный кран МКГ-25	1
Электростанция	2
Вибробадья	3
Автомобиль-самосвал ЗИЛ-585	2
Автомобиль-самосвал для вывозки шлама	2
Емкость для воды	2
Бадья для сбора шлама	2
Виброигла длиной 3 м	1
Бункер с бетонолитной трубой	2
Сварочный аппарат	1

7.2. Технология изготовления буронабивных свай, являющихся основным элементом противооползневой конструкции, в основном не отличается от общепринятой (рис.12).

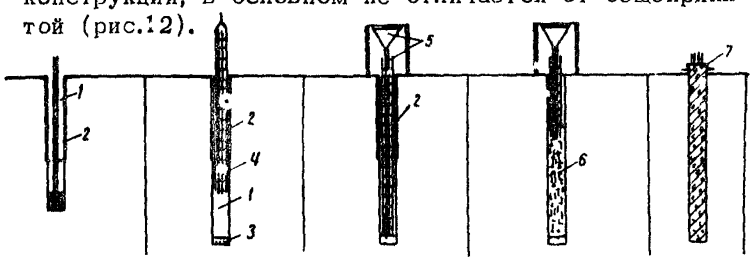

Рис.12. Технологическая схема устройства буронабивных свай
1-скважина; 2-обсадная труба; 3-цементогрунтовая подушка; 4-арматурный каркас; 5-приемный бункер с бетонолитной трубой; 6-бетонная смесь; 7-кондуктор

7.3. Работы по устройству буронабивных свай следует начинать при наличии проекта производства работ, полного комплекта технологического оборудования и материалов необходимого в нужном количестве и качестве.

Невыполнение предусмотренных утвержденным проектом методов работ, требований настоящих "Методи-

ческих рекомендаций", а также нарушение конструкции, предусмотренной рабочими чертежами, является основанием для остановки работ.

Проект производства работ по строительству свайного противооползневого сооружения должен удовлетворять требованиям технологии изготовления буронабивных свай и правил их приемки, содержащихся в соответствующих разделах настоящих "Методических рекомендаций".

Мероприятия по технике безопасности рассматриваются в соответствующих проектах производства работ, составляемых с соблюдением требований СНиП III-А.11-70.

Бурение скважин

7.4. К бурению скважин разрешается приступать только при условии неукоснительного соблюдения требований, содержащихся в п.7.3.

Перед началом бурения каждой скважины необходимо проверить соответствие положения ее осей и отметки головы сваи (устья скважины) проекту.

Очередность бурения скважин устанавливается проектом производства работ. При этом бурение смежных скважин при расстоянии между осями не менее 5 диаметров (для диаметра 750 мм - 3,75 м, для диаметра 860 мм - 4,3 м) допускается после достижения бетоном прочности не менее 25 кгс/см^2.

Очередность бурения скважин на активном оползне зависит от степени активности и устанавливается на основе подробных инженерно-геологических изысканий и наблюдений.

Сравнительно малоактивные оползни (смещение до 1-2 см в сутки) рекомендуется закреплять сначала на устойчивых участках в целях использования эффекта самоторможения.

Закрепление активного оползня может быть начато с наиболее активного участка. В этом случае установленные в первую очередь сваи могут разрушиться (при этом будет достигнут эффект временного укрепления оползня). Дальше закреплять оползень можно в наиболее устойчивых участках. Разрушенные сваи должны быть заменены.

7.5. Работы по устройству каждой сваи необходимо вести без длительных перерывов между отдельными технологическими операциями во избежание случайного обрушения стенок скважин.

Во всех случаях нельзя допускать простоя скважины в ожидании бетонирования в течение более 16ч. Если предвидится задержка с началом бетонирования, бурение рекомендуется приостанавливать, не доводя забой скважины до проектной отметки на 1-2 м.

7.6. При благоприятных грунтовых условиях (грунты без включений обломков, глыб) скважины (на всю глубину или часть ее) рекомендуется бурить станками шнекового бурения. Оползневые грунты со скальными включениями и плотные коренные породы проходят станками канатно-ударного бурения.

При проходке скважин в суглинистых грунтах оптимальной влажности расход воды определяется получением шлама (пульпы), извлекаемого из скважины желонкой.

Шлам (пульпу) разгружают из желонок в специальные емкости и вывозят за пределы строительной площадки.

7.7. Для обсадки скважин рекомендуется применять инвентарные стальные трубы с внутренним диаметром на 5-10 см больше габаритного диаметра шнека или долота. Во избежание деформации трубы на верхнем конце рекомендуется устраивать фланец из полосы 100х16 мм.

Обсадную трубу рекомендуется вдавливать под мас-

сой бурового инструмента, ударами долота или вибропогружателем. Вибропогружатели рекомендуется использовать также и для извлечения обсадных труб из скважин после заполнения их бетоном. Обсадные трубы следует извлекать в процессе бетонирования скважины. Однако в скважинах, пробуренных в устойчивых грунтах при отсутствии грунтовых вод при малом их притоке, допускается извлекать обсадные трубы до бетонирования.

При заклинивании обсадной трубы в скважине, а также в случаях, оговоренных в проекте, обсадные трубы не извлекают.

7.8. При проходке сыпучих грунтов необходимо вести опережающую бурение обсадку скважин. Если опережающая обсадка не обеспечивает проходки, скважины тампонируют цементом, цементопесчаным раствором или тощим бетоном.

Тампонаж скважин теми же материалами может потребоваться и при наличии валунов, выступающих из стенок скважин.

После тампонажа бурение можно продолжить лишь после достижения бетоном прочности не менее 10 кгс/см^2.

При обильном притоке грунтовых вод необходимо в первую очередь проверить состояние поверхностного водоотвода выше возводимого сооружения, выявить какие-либо запруды, утечки из водоводов, канализации и устранить очаги возможного увлажнения склона. Если этих мероприятий недостаточно, следует организовать перехват грунтовых вод дополнительными скважинами с откачкой воды. Дополнительные скважины целесообразно по возможности располагать за пределами свайного поля и заполнять бетоном после окончания откачки воды (если эти скважины не используются для постоянных вертикальных дренажей). При необходимости откачки воды из скважин, расположенных

в пределах свайного поля или вблизи от него, следует принимать дополнительные меры для исключения или уменьшения вымывания частиц грунта в пределах откачки (мелкозернистые фильтры, режим откачки и т.п.) и заполнять после откачки образовавшиеся пустоты нагнетанием (инъекцией) цементного раствора под давлением.

При проходке сыпучих грунтов применяют глинистый раствор.

7.9. Помимо перечисленных в п.7.8 препятствий, при проходке скважин могут быть и другие: поломка и заклинивание бурового инструмента в забое, заклинивание обсадной трубы и пр.

Если невозможно преодолеть препятствие, решение об использовании скважины принимается проектной организацией и согласовывается с заказчиком. Однако в любом случае скважина должна быть забетонирована.

7.10. При бурении скважины необходимо следить за фактическим напластованием грунтов. Глубину скважины в проекте назначают исходя из глубины залегания коренных пород и необходимой (расчетной) заделки сваи в коренные породы.

Проект производства работ должен содержать инженерно-геологические сведения о напластовании грунтов (цвет, степень выветрелости, наличие водоносных горизонтов и пр.).

7.11. Каждая пробуренная до проектной глубины скважина должна быть очищена от шлама и грунта и сдана заказчику по акту. Перед началом бетонирования в скважину необходимо засыпать 50-100 кг цемента для создания цементогрунтовой подушки.

Отклонения фактических размеров скважины от проектных не должны превышать следующих величин:

глубина скважины - $\pm$50 см;

диаметр скважины: при глубине до 8 м -$\pm$0,1 d, но не более +10см и -5см; при глубине >8м - $\pm$0,3 d, но не более +25см и -5см.

наклон оси вертикальной скважины - 2°;

расположение оси скважины в плане - 25 см.

Все отклонения от проекта, данные о фактическом напластовании грунтов наносят на исполнительный чертеж, который передают заказчику и проектной организации.

7.12. На активных оползнях, чтобы избежать смятие свежего бетона буронабивных свай, скважины следует бетонировать без извлечения обсадных труб. Пробуренные скважины можно использовать для устройства буровставных свай, применяя для этого заранее изготовленные сваи как сплошного сечения, так и полые с заполнением пазух бетоном.

Армирование сваи

7.13. Для продольной арматуры буронабивных свай необходимо использовать стержни диаметром от 16 до 28 мм из стали периодического профиля класса А-II и А-III.

В порядке исключения для свай длиной до 8 м при соответствующем обосновании допускается применять гладкие стержни из стали класса А-1.

Проектной организацией может быть допущено использование жесткой арматуры в виде проката, труб и пр.

Для изготовления спирали, кольцевых хомутов, петель-ограничителей применяют арматурную сталь гладкого профиля из стали класса А-1.

7.14. Расстояние между продольными стержнями и шаг спирали арматурного каркаса необходимо принимать равными 15-20 см. Продольные стержни располагают обычно равномерно по всей окружности. В противооползневых сооружениях, воспринимающих фиксированное по направлению оползневое давление, рабочую арматуру можно располагать асимметрично, размещая стержни в соответствии с расчетом. Для обес-

печения жесткости арматурного каркаса ставят кольца жесткости (внутренние кольцевые хомуты).

Допускается установка дополнительных продольных стержней, размещаемых в створе основных. При этом необходимо обеспечивать беспрепятственный пропуск бетонолитной трубы при бетонировании скважины.

Для соблюдения проектной толщины защитного слоя бетона (не менее 10 см) применяют фиксирующие петли из гладкой арматурной или полосовой стали.

7.15. Места пересечения стержней продольной арматуры и спирали следует соединять в шахматном порядке с помощью контактной сварки или вязальной проволоки. Дуговая сварка для этой цели не допускается.

7.16. Длину продольных стержней следует назначать с учетом выпусков, служащих для заделки головы сваи.

Верхние концы продольных стержней на длине, обеспечивающей их заделку в плите ростверка, рекомендуется для удобства армирования плиты ростверка оставлять без спирали и колец жесткости.

7.17. Сваи рекомендуется армировать заранее изготовленными каркасами с помощью специальных кондукторов.

Укрупнительную сборку каркасов выполняют на строительной площадке. Рабочие продольные стержни стыкуют парными смещенными накладками в соответствии с рекомендациями СН 365-67 (приложение 6).

Изготовленные каркасы должны быть осмотрены и приняты представителями технического надзора по акту.

7.18. Для каркасов необходимо применять арматурную сталь, указанную в проекте, и только при наличии сертификата от завода-изготовителя.

7.19. Немаркированные стали должны быть предварительно испытаны на разрыв; при этом должны быть установлены предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение при разрыве. Эти характерис-

тики сталей должны быть предъявлены проектной организации для получения разрешения применять такие стали.

7.20. При отсутствии предусмотренной проектом арматуры допускается (по согласованию с проектной организацией и заказчиком) замена ее при условии:

учета расчетных сопротивлений заменяющей и заменяемой арматуры при определении площади сечения заменяющей арматуры (допустимые отклонения в площади сечения арматуры при ее замене - не менее 3 и не более 10%);

соблюдения необходимых расстояний между стержнями в каркасах;

сохранения толщины защитного слоя независимо от диаметра стержней арматуры (т.е. не менее 10 см);

установки рабочей арматуры из гладких стержней совместно с арматурой периодического профиля.

7.21. Отклонения при изготовлении каркасов в зависимости от номинального диаметра стержней арматуры не должны превышать:

± 10 мм - по длине стержней в каркасе при d = 18÷40 мм;

$\pm 0{,}5\,d$ - в расстояниях между отдельными рабочими стержнями;

$\pm 0{,}5\,d$ - в длине накладок;

$0{,}1\,d$ - смещение осей стержней в стыках.

Не допускаются трещины в швах, крупная и частичная пористость, подрезы стержней.

7.22. Отклонения при установке арматурных каркасов в скважину не должны превышать:

± 5 мм - в толщине защитного слоя;

± 5 мм - в положении осей стержней в торцах каркасов, стыкуемых на месте с другими каркасами;

± 5 мм - в размещении продольной арматуры относительно центра сваи;

± 50 мм - то же, по окружности;

± 30 мм - то же, по высоте.

7.23. Состав бетонной смеси проектируют в соответствии с ГОСТ 4795-68 и ГОСТ 4797-69 на бетон гидротехнический, исходя из предусмотренной проектом марки бетона. Прочность бетона при подборе состава следует назначать, как правило, на 10% выше принятой проектом. При этом марку цемента назначают в 1,5-2 раза выше требуемой марки бетона (для бетона марки "250" необходим цемент марки не ниже "400"). Расход цемента - не менее 350 кг/м^3. Водоцементное отношение - не более 0,55; объемная масса бетона - 2,45-2,55 т/м^3. Подвижность и связность бетонной смеси необходимо обеспечивать подбором ее состава и введением в смесь поверхностно-активных пластифицирующих добавок.

7.24. Бетонная смесь, укладываемая по методу вертикально перемещающейся трубы (ВПТ), должна удовлетворять следующим требованиям:

а) подвижность (осадка конуса) смеси в начальный период бетонирования - 14-16 см, в период установившегося процесса бетонирования без вибрации -16-18см;

б) водоотделение смеси - в пределах 1-2% (по СНиП III-В.2-62, приложение 3);

в) показатель сохранения подвижности смеси-40мин (по СНиП III-В.2-62, приложение 2).

7.25. Для уменьшения водопотребности бетонной смеси и расхода цемента, а также для улучшения основных свойств гидротехнического бетона рекомендуется вводить поверхностно-активные добавки: сульфитно-дрожжевую бражку и ее производные, абиетат натрия, омыленный древесный пек, асидол-мылонафт и др. Весьма эффективно воздействуют кремнийорганические добавки. Бетон с добавкой ГКЖ-94 в количестве 0,1-0,2% от массы цемента становится стойким в зоне переменных увлажнений.

Оптимальное количество пластифицирующей добавки (концентрат сульфитно-спиртовой барды) определяют опытным путем, проверяя различные его количества от 0,1 до 0,25% в расчете на сухое вещество по отношению к массе цемента.

При введении в состав бетона пластифицирующих добавок скорость нарастания прочности бетона в раннем возрасте снижается; это следует учитывать, особенно при работе на активных оползнях.

7.26. Для приготовления бетонной смеси рекомендуются сульфатостойкие, пластифицированные и гидрофобные портландцементы марки "400" или "500" по ГОСТ 4797-69. Допускается применение шлакопортландцемента, пуццоланового портландцемента.

Цемент для буронабивных свай надлежит хранить отдельно, не допуская его смешивания с цементами других марок и заводов.

7.27. В качестве крупного заполнителя для приготовления бетонной смеси рекомендуется применять гравий или щебень. Наибольшая крупность заполнителя не должна превышать 40 мм. Гравий (или щебень) должен удовлетворять требованиям ГОСТ 10268-70.

Щебень или гравий фракции 5-20 и 10-20 мм дозируют раздельно. Допускается применение заполнителя только фракции 5-20 мм при достаточной стабильности зернового состава.

7.28. В качестве мелкого заполнителя применяют среднезернистые пески с наибольшей крупностью частиц 5 мм, кривые просеивания которых располагаются в верхней части диаграммы просеивания песков, рекомендуемых для гидротехнических бетонов. Инертные заполнители для приготовления бетонной смеси, предназначенной для бетонирования скважины, следует хранить в отдельных штабелях, не допуская перемешивания, загрязнения.

7.29. Бетонную смесь для бетонирования свай мето-

дом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) приготовляют механическими смесителями с тщательной дозировкой в соответствии с требованиями и указаниями СНиП III-В.1-62. При отдаленности строительной площадки от бетонного завода бетонную смесь приготовляют в автобетоносмесителях.

7.30. При транспортировании бетонной смеси к месту укладки с учетом требований СНиП III-В.1-62 необходимо:

а) не превышать продолжительность транспортирования (считая с начала выгрузки из смесителя до укладки в сваю данной порции смеси):

30 мин - для бетонных смесей с показателями сохранности подвижности K = 60 мин;

половины величины показателя K - для бетонных смесей с $K >$ 60 мин;

б) применять для подачи смеси в бункер бетонолитной трубы бетононасосы, пневмонагнетатели либо осуществлять непосредственную выгрузку смеси из смесителей в бункера; подавать бетонную смесь бадьями с помощью кранов можно лишь при соответствующем обосновании в проекте производства работ с учетом показателя сохранности подвижности смеси.

7.31. Для контроля качества бетонной смеси, отпускаемой заводом, один раз в смену, и каждый раз при изменении состава бетона по ГОСТ 10180-67 отбирают пробы для изготовления контрольных образцов-кубов (в количестве 6 штук). Эти кубики испытывают на сжатие после 7 и 28 суток нормального хранения.

Показатель сохранности подвижности смеси K определяют последовательными измерениями осадки конуса сразу после затворения смеси и затем через 30, 60, 90, 120 мин, а водоотделение бетонной смеси - количеством воды, выделенной при спокойном отстаивании в течение 2 ч.

При осадке конуса менее 14 и более 20 см бетонная смесь к укладке не допускается.

Приготовление бетона и его транспортирова н и е должны обеспечивать своевременное и качествен н о е бетонирование скважины в соответствии с графиком.

Бетонирование буронабивных свай

7.32. Работы по укладке бетонной смеси в скважину включают:

приемку скважины;

установку арматурного каркаса;

установку и проверку готовности технологического оборудования;

организацию бесперебойной подачи бетонной сме с и к месту укладки;

беспрерывную укладку бетонной смеси;

приемку выполненных работ.

Мероприятия по обеспечению качественной укладк и бетонной смеси должны быть отражены в проекте производства работ.

7.33. Принятая по акту скважина должна быть за - полнена бетонной смесью не позднее чем через 16 ч после окончания буровых работ. При продолжительно - сти перерыва более 16 ч следует проверить разме р ы скважины и в случае необходимости повторно зачис - тить забой и дополнительно его углубить не менее чем на 30 см.

7.34. До установки арматурного каркаса в проект - ное положение необходимо проверить, чтобы организовать беспрерывное бетонирование:

обеспеченность бетонного завода материалами требуемого качества и в необходимом количестве для не - прерывного ведения работ;

наличие достаточного парка транспортных средств;

наличие и исправность техноло ического оборудования;

потребность в бетоне для бетонирования сква ж и н, учитывая их фактические размеры.

7.35. До установки арматурного каркаса в скважину.

проверяют наличие фиксаторов защитного слоя;

очищают каркас от ржавчины, масла, грунта и др.;

проверяют соответствие каркаса конструкции, предусмотренной рабочим чертежом.

Перед установкой арматурного каркаса в скважину на дне ее устраивают цементогрунтовую подушку (см. п.7.11).

Для предохранения свежеуложенного бетона от вымывания цементного молока грунтовыми водами необходимо сваи бетонировать в полиэтиленовых чехлах, надеваемых на арматурные каркасы перед установкой их в скважины. Полиэтиленовые чехлы должны свободно (но с небольшим припуском) облегать арматурный каркас. Свободно обвисающие полотнища недопустимы. После установки арматурного каркаса с надетым на него чехлом в проектное положение производителю работ надлежит убедиться в целости чехла во избежание вовлечения в процессе бетонирования в ствол сваи полиэтиленовой пленки.

7.36. Установив арматурный каркас, проверив наличие и исправность технологического оборудования, не позднее чем через 16 ч после окончания буровых работ (организовав бесперебойную подачу бетонной смеси) следует начинать укладку бетонной смеси методом ВПТ.

Процесс бетонирования методом ВПТ включает:

первоначальное заполнение бетонолитной трубы бетонной смесью;

непрерывную укладку бетонной смеси;

освобождение бетонолитной трубы от смеси после окончания бетонирования.

Методом ВПТ можно бетонировать как осушенные скважины, так и заполненные грунтовыми водами.

7.37. При первоначальном заполнении бетонолитной трубы в осушенной скважине необходимы:

установка предохранительной пробки в горловине;

заполнение воронки и части трубы над горловиной бетонной смесью;

подъем трубы над забоем скважины на 30-50 см;

удаление пробки и подача бетонной смеси в скважину с одновременным приподниманием трубы.

Работу со скважиной, заполненной водой, проводят в той же последовательности, но обращая особое внимание на герметичность трубы, воронки, пробки.

Объем первой порции смеси следует назначать, исходя из необходимости обеспечивать заглубление низа бетонолитной трубы в ложенную смесь на величину, не менее указанной в п.7.38.

7.38. Минимальное заглубление трубы в укладываемую смесь в течение всего времени бетонирования должно быть:

при глубине бетонирования до 10 м - 0,8 м;

при глубине более 10 м - 1,2 м;

при глубине более 20 м - 1,5 м.

Увеличение заглубления против минимально допустимого улучшает качество бетона.

Интенсивность укладки бетонной смеси следует назначать из условия заполнения не менее 4 м скважины в час. Максимальная скорость движения смеси в трубе не должна превышать 120 мм/с

Любые перерывы в бетонировании не должны превышать времени начала схватывания смеси (сохранности подвижности смеси). В противном случае укладку бетонной смеси разрешается возобновлять по достижении бетоном прочности не менее 25 кгс/см^2 (при соблюдении требований п.7.40).

7.39. При возобновлении бетонирования (в пределах сохранности подвижности смеси) следует использовать приемы, обеспечивающие поступление смеси в ранее уложенный массив без соприкосновения с водой, путем использования бетонолитной трубы.

7.40. При длительном перерыве в бетонировании продолжение работы допускается только после осушения скважины. Поверхностный слой шлама и слабого бетона в этом случае необходимо удалить в пределах не только каркаса, но и защитного слоя. Возобновление бетонирования допускается при условии надежной связи вновь укладываемого бетона с затвердевшим бетоном путем устройства штраб, анкеров и т.д.

Если скважины не удается осушить, решение о возможности использования данной сваи в качестве элемента фундамента или противооползневого сооружения принимается проектной организацией.

7.41. Обсадную трубу из скважины по мере заполнения ее бетонной смесью рекомендуется извлекать посекционно, не допуская прорыва грунтовых вод и шлама в свежеуложенную бетонную смесь. Перерыв в бетонировании не должен превышать времени начала схватывания смеси.

7.42. Прекращать подачу бетона в скважину разрешается только после полного вытеснения из нее шлама, воды, слабого бетона; при этом рекомендуется бетонировать с наибольшим заглублением бетонолитной трубы. Для обеспечения прочности и монолитности бетон в головной части сваи дополнительно уплотняют с помощью виброиглы. Головную часть сваи (оголовок) бетонируют в инвентарном кондукторе. Как правило, головы свай следует доводить до 30 см выше проектной отметки. Выпуски арматуры, включая эти 30 см, должны быть длиной не менее 80 см. Перед сдачей свай их головы обрубают до проектной отметки.

7.43. В тех случаях, когда суммарное время на доставку бетонной смеси к строительной площадке, укладку ее в скважину и на технологические перерывы в бетонировании превышает срок схватывания, к месту работ следует доставлять сухую смесь и затворять ее водой, используя для этого автобетоносмесители. Ук-

ладка некондиционной смеси в буронабивные сваи категорически запрещается.

7.44. Подготовленная к сдаче буронабивная свая должна удовлетворять следующим требованиям:

отметка головы сваи не должна отличаться от проектной более чем на ±5 см;

головная часть сваи с диаметром, равным диаметру скважины (т.е. диаметру сваи, указанному в проекте), должна иметь правильную цилиндрическую форму;

бетон головной части сваи должен иметь равномерное распределение щебня, без следов шлама, слабого "грязного" бетона;

положение головы сваи в плане должно удовлетворять требованиям п.7.11;

стержни продольной арматуры должны быть выпущены выше головы сваи на длину, предусмотренную проектом. Наращивание выпусков обрезками не разрешается, поэтому длину арматурного каркаса надлежит проверять до опускания в скважину;

выпуски арматуры, имеющие большую длину, чем по проекту, следует не обрезать, а отгибать и заделывать в ростверк, если это не противоречит предусмотренному проектом способу заделки головы сваи.

7.45. При сдаче буронабивной сваи предъявляют:

рабочие чертежи, в которые внесены все изменения, предложенные и обоснованные в процессе строительства;

журнал работ;

акты приемки скважин, арматурных каркасов;

данные проверок подвижности, водоотделения и показателя сохранности подвижности бетонной смеси в процессе бетонирования свай;

образцы-кубы бетона, изготовленные из проб бетона (см.раздел 8).

7.46. При приемке свайного основания необходимы данные:

о приемке каждой сваи, произведенной в соответствии с п.7.45;

контроля качества бетона в сваях (см.раздел 8);

о плановом и высотном соответствии свайного основания проекту, устанавливаемом геодезической съемкой.

Перед сдачей свайного основания строительная площадка должна быть очищена от шлама, "слабого" бетона, излившихся из скважины при бетонировании.

При приемке свайного основания во всех случаях, кроме оговоренных в проекте, должны присутствовать представители проектной организации.

8. Контроль качества буронабивных свай в противооползневых сооружениях

8.1. Качество буронабивных свай зависит от качества:

бурения скважин (см.раздел 7);

изготовления и установки арматурных каркасов (см. раздел 7);

приготовления бетонной смеси и времени доставки ее на строительную площадку (см.раздел 7);

бетонирования скважины (см.раздел 7).

8.2. Отклонения размеров скважин от проектных устанавливают путем обмера скважины до начала бетонирования или путем сопоставления объема уложенного бетона в слой определенной толщины с объемом, соответствующим проектной площади сечения скважины.

При увеличении площади сечения скважины сверх допустимой (п.7.11) участок скважины с увеличенным диаметром следует забетонировать тощим бетоном и, по достижении им прочности не менее 10 кгс/см^2, заново пробурить скважину на полную глубину.

Как в процессе бурения, так и после перестановки

станка скважина должна быть защищена от попадания поверхностных вод.

При сверхнормативном простое в случаях обильного обводнения скважину надлежит забетонировать тощим бетоном на всю глубину без установки арматурного каркаса, а затем, по достижении бетоном прочности не менее 10 кгс/см^2, заново пробурить, заглубив ее дополнительно на 30 см.

При устройстве свайного основания под особо ответственные сооружения (опоры мостов, фундаменты зданий и т.п.) допускаемые отклонения размеров скважин в плане принимают по соответствующим нормам (см.п.7.11).

8.3. Допускаемые отклонения при изготовлении и установке арматурных каркасов изложены в разделе 7.

При бетонировании скважины следует обратить особое внимание на недопустимость какого-либо смещения арматурного каркаса в свежеуложенном бетоне. Перемещение бетонолитной трубы, извлечение обсадной трубы и прочие операции должны производиться плавно, без рывков.

Размещение выпусков продольной арматуры в голове готовой сваи должно соответствовать проектному (с отклонениями не выше предусмотренных п. 7.22). При недопустимых отклонениях вопрос о возможности использования сваи решается совместно с проектной организацией.

8.4. Качество бетонной смеси при ее приготовлении и в процессе бетонирования контролируют следующим образом:

каждый час для определения подвижности и связности смеси из смесителей, бункеров, воронок и бетонолитных труб отбирают пробы; свойства смесей должны удовлетворять требованиям п.7.31;

приготовление бетонной смеси, ее транспортирование и укладку в скважину необходимо вести в соответ-

ствии с технологическим графиком, составленным в зависимости от времени начала схватывания смеси;

требования к бетону и к процессу бетонирования (раздел 7) служат основанием для составления проекта производства работ;

технологические графики на приготовление, транспортирование и укладку бетонной смеси являются основными документами проекта производства работ по изготовлению свай. Все нарушения графиков должны быть зафиксированы в журнале производства работ;

после укладки в скважины каждой порции бетонной смеси следует определять ее уровень, сравнивая фактически уложенный объем смеси с объемом скважины. Объем скважины определяют по ее фактическим размерам, установленным во время приемки (п.8.2);

в журнале производства работ необходимо фиксировать все перерывы в процессе бетонирования: как вынужденные, так и технологически обоснованные;

все отклонения от вышеизложенных требований служат основанием для дополнительного, помимо предусмотренного проектом, контроля качества бетона в соответствии с п.8.6.

8.5. Для контроля качества бетона по п.8.6 отбирают пробы из бункеров и воронок, бетонолитных труб, а также из свежеуложенного бетона свай; пробы из свай отбирают специальными ковшами на штанге (типа желонок или закрывающихся кюбелей).

Пробы для изготовления специальных образцов должны быть отобраны из каждых 10–12 м бетонируемой сваи (но не менее одной пробы на каждую сваю).

Пробы бетона следует отбирать в соответствии с требованиями ГОСТ 4799-69; из отобранных проб изготовляют по 6 образцов-кубов бетона размером 200x200x200 мм. Образцы-кубы должны храниться на строительной площадке в условиях, соответствующих условиям твердения бетона в скважине.

8.6. Качество бетона в сваях контролируют:

лабораторным испытанием образцов-кубов из проб, отобранных в соответствии с пп.7.31, 8.5;

проверкой прочности бетона в головных частях свай методами неразрушенного контроля качества бетона в соответствии с требованиями "Временных указаний по контролю и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных изделий и конструкций неразрушающими методами" СН 417-70;

бурением свай и испытанием отобранных керно в (см.приложение 3);

определением удельного водопоглощения бетона сваи (см.приложение 4).

8.7. Лабораторные образцы-кубы испытывают в объемах и порядке, рекомендуемых пп.7.20, 8.5 и 8.6. Испытания проводит строительная организация, изготавливающая буронабивные сваи. Данные об испытании образцов-кубов предъявляют при приемке свай и свайного основания в целом.

За браковочный минимум при оценке результато в испытаний контрольных образцов-кубов при проектной марке бетона "250" следует принимать:

100 кгс/см^2 - для 7-суточного возраста;

220 кгс/см^2 - для 8-суточного возраста.

Отбор проб и испытания образцов производят в порядке, обеспечивающем контроль качества бетона от момента его приготовления до укладки в скважину.

8.8. Количество оголовков свай, проверяемых методами неразрушающего контроля (см.п.8.6), должно составлять 20-30% от их общего количества, но не менее двух оголовков на секцию свайно-грунтовой стены или свайный фундамент.

Для проверки неразрушающими методами бетона ствола свай на каждом объекте у 8-10% от общего количества свай (но не менее трех на объекте) с низовой стороны разрабатывают шурфы глубиной 5-6 м в мес-

тах, указанных заказчиком и проектной организацией, и предъявляют комиссии при сдаче объекта.

8.9. Для проверки монолитности буронабивных свай и прочности бетона выбуривают из ствола свай керны и испытывают их из расчета: одно контрольное бурение на 250 м свай, но не менее одного на объект. Данные этих испытаний предъявляют производителям работ при сдаче объекта. Контрольные скважины пробуривают ниже основания сваи на 0,5 м. При выбуривании керна следует обращать особое внимание на режим бурения. Быстрое погружение (провал) бурового инструмента свидетельствует о наличии прослойки шлама, образовавшегося в результате нарушения режима бетонирования. Процесс бурения фиксируют в буровом журнале, составляя колонку скважины. При выбуривании керна отбирают образцы через каждые 3 м по высоте (по 3 образца стандартной высоты). При этом обязателен отбор образцов в зоне контакта коренных пород.

Керны из свай выбуривают в возрасте бетона не менее 28 суток с использованием коронок диаметром более 110мм после устройства ростверка.

8.10. Контрольное бурение свай (п.8.9), а также специальное бурение с помощью перфораторов используют для определения удельного водопоглощения бетона свай (см.приложение 4).

8.11. Данные испытаний, проведенных в соответствии с требованиями настоящих "Методических рекомендаций", служат основанием для установления качества свайного сооружения.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Методика определения коэффициента динамической вязкости глинистых грунтов

1. Метод длительных сдвигов

1. Глинистые грунты испытывают на сдвиго в ы х приборах конструкции Маслова-Лурье с использовани - ем, в отличие от обычного, зазора увеличенных раз - меров (до 2-3 см) между подвижной и неподвиж н о й обоймами.

2. Перед заправкой в прибор на сдвиг для предот- вращения подсыхания образца грунта в период длитель- ного сдвига на него надевают резиновую цилиндричес- кую оболочку (рис.1). Чтобы исключить раздавливание образца грунта вертикальной нагрузкой, поверх рези - новой оболочки на образец надева- ют пакет металлических колец (толщиной 1,5 мм) с некоторым зазором между кольцами с целью обеспечить возможность деформации образца при сдвиге (см.рис.1).

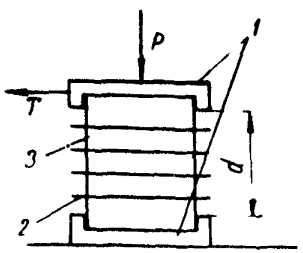

Рис.1. Подготовка образца при испытании по методу длительного сдвига: 1 - обоймы нижняя и верхняя; 2 - металличес - кое кольцо; 3 - резиновая оболочка

3. Каждую серию опытов на длительный сдвиг (3 о б р а з ц а) проводят при постоянной величи- не вертикальной нагрузки P. На образцы прикладывают сту - пенями сдвигающую нагрузку T. Каждую ступень сдвигающей на- грузки выдерживают до тех пор, пока скорость ползучести во вре- мени не окажется постоянной (рис.2). В случае, если скорость

ползучести снижается до нуля (деформация затухает и прекращается совсем), прикладывают, как и в предыдущем варианте, следующую ступень нагрузки.

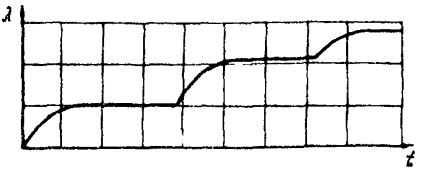

Рис.2. График относительной деформации во времени при длительном сдвиге

4. По результатам испытаний образцов глинистого грунта на длительный сдвиг при различных значениях вертикальной нагрузки строят графическую зависимость скорости ползучести v от величины касательного напряжения τ.

5. Исходя из зависимости $v = f(\tau)$ определяют величину коэффициента динамической вязкости η; при этом используют зависимости:

а) Бингама-Шведова для скрытопластичных грунтов

$$\eta = \frac{\tau - \tau_{lim}}{v} d, \qquad (1),$$

где τ – действующее касательное напряжение;

τ_{lim} – порог ползучести;

d – величина зазора между обоймами (см.рис.1);

б) Ньютона для пластичных глинистых грунтов

$$\eta = \frac{\tau}{v} d. \qquad (2)$$

6. При проведении испытаний глинистых грунтов на длительный сдвиг необходимо обеспечивать постоянный температурно-влажностный режим в помещении и исключать влияние динамических нагрузок (вибрации, сотрясений, ударов) на результаты исследований.

II. Метод „шарика"

1. Метод основан на наблюдении за скоростью погружения стального шарика в глинистый грунт. Прибор для испытания (рис.3) состоит из металлической станины и кронштейна, во втулках которого свободно передвигается в вертикальном направлении шток. Нижний конец штока заканчивается иглой и шариком диаметром от 0,5 до 1,5 см. На верхнем торце штока закреплена нагрузочная площадка. Вертикальные перемещения штока с шариком фиксирует индикатор.

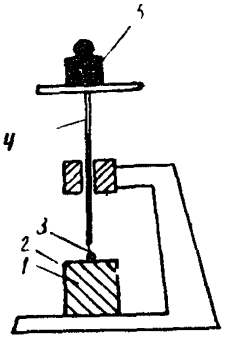

Рис.3. Прибор для испытания методом "шарика":
1 - образец; 2 - кольцо; 3 - шарик; 4 - шток; 5 - нагрузка; 6 - нагрузочная площадка; 7 - станина

2. При достижении шариком постоянной во времени скорости погружения в грунте определяют коэффициент динамической вязкости по зависимости Стокса:

$$\eta_{стокса} = \frac{\gamma_ш \gamma_г}{18 v} \cdot d^2 \cdot 10^5, \qquad (3)$$

где d - диаметр шарика, см;
v - скорость погружения шарика, см/с;
$\gamma_г$ - плотность грунта, г/см^3;
$\gamma_ш$ - фиктивная плотность шарика, г/см^3.

Плотность шарика с учетом приложенного груза определяют по формуле

$$\gamma_ш = \frac{P_{гр}}{V_ш}, \qquad (4)$$

где $P_{гр}$ – масса приложенного груза, г;
$V_ш$ – объем шарика, см^3.

III. Усовершенствованный метод „шарика"

1. Коэффициент вязкости глинистых грунтов по методу "шарика" определяют с помощью пенетрационного прибора, в котором нагрузка на стальной шарик передается через динамометр (рис.4).

2. Предварительно подготовленный образец грунта (с нарушенной или ненарушенной структурой) устанавливают на площадку прибора, жестко соединенную с упругим элементом динамометра. По индикатору динамометра фиксируют начальный отсчет P_0 в единицах деформации упругого элемента динамометра.

В установленный образец грунта с помощью нагрузочного винта вдавливают стальной шарик строго на половину его диаметра. При этом глубина вдавливания фиксируется индикатором смещения шарика. По окончании начального вдавливания снимается отсчет $P_{вдав}$ по индикатору динамометра.

Дальше наблюдают за изменением усилия, действующего на шарик (реакция упругого элемента), во времени от величины $P_{вдав}$ до момента полной стабилизации его. По динамометру определяют усилие на шарик ($P_{lim} \geq 0$), при котором скорость его погружения $\frac{\Delta l}{\Delta t}$ равна нулю.

3. По данным наблюдений строят график изменения усилия, действующего на шарик, во времени (рис.5).

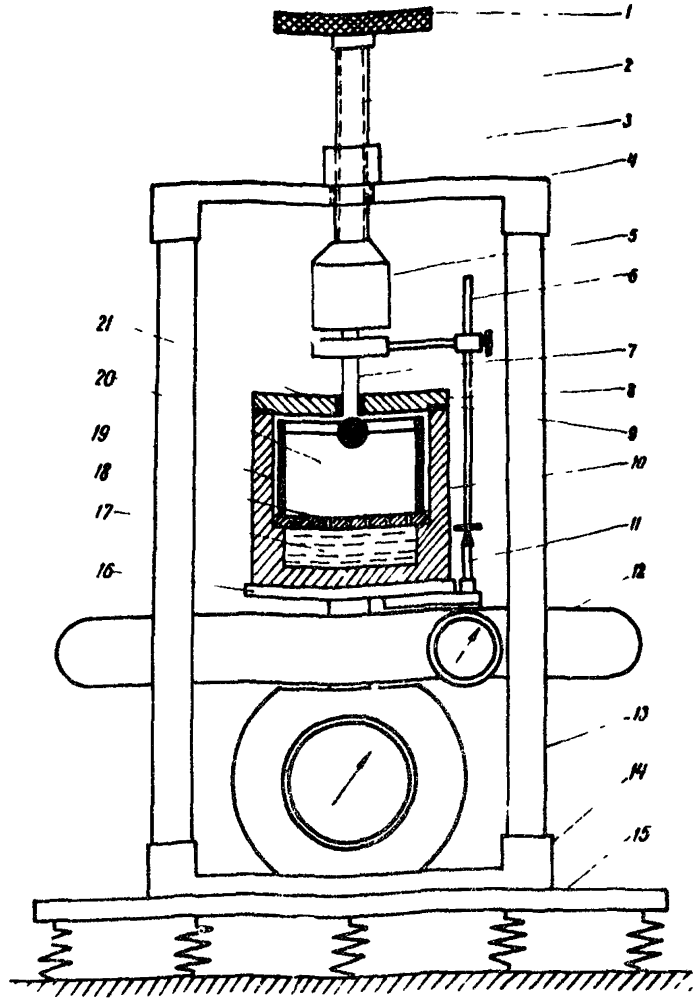

Рис.4. Схема прибора релаксационного типа: 1 - ворот; 2-нагрузочный винт; 3 - втулка; 4-верхнее основание; 5-шарнирная опора штока; 6 - рычажок; - шток с шариком; 8- крышка эксикатора; 9 - уплотнитель; 10-корпус эксикатора; 11-индикатор смещения шарика; 12-динамометр ДОСМ-0,1; 13-стойка; 14-нижнее основание; 15- виброизолирующее основание; 16-площадка для установки образца; 17-вода; 18-диск с отверстиями; 19-металлическое кольцо; 20 - образец грунта; 21 - сальник

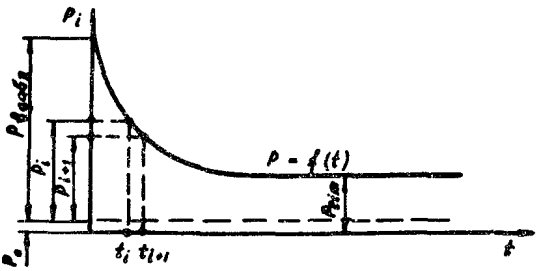

Рис.5. Изменение усилия, действующего на шарик, во времени

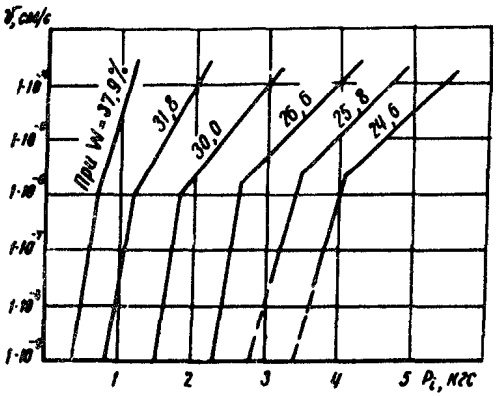

Рис.6. Зависимость скорости погружения шарового штампа от величины суммарной нагрузки при различной влажности грунта

4. На различных участках полученного графика определяют скорость изменения усилия $\frac{\Delta \lambda}{\Delta t} = \frac{\Delta P}{\Delta t} = \frac{P_i - P_{i+1}}{t_{i+1} - t_i}$, которая в то же время является скоростью смещения шарика в грунте, так как изменение усилия ΔP прямо пропорционально линейной деформации упругого элемента динамометра $\Delta \lambda$. Число вышеуказанных определений должно быть не менее 10.

5. Величина $\Delta \lambda$ не должна превышать 0,001 - 0,002 мм. При этом условии можно рассматривать процесс изменения усилия, действующего на шарик, в данном интервале, как процесс смещения шарика в грунте с постоянной скоростью $V = \frac{\Delta \lambda}{\Delta t}$ при действии на него постоянной нагрузки, равной $\frac{P_i + P_{i+1}}{2}$.

6. Величину эффективных коэффициентов вязкости испытуемого глинистого грунта η определяют по формуле Стокса:

$$\eta_{Стокса} = \frac{\gamma_ш - \gamma_ж}{18\,V} \cdot d^2 \cdot 10^3. \qquad (5)$$

7. Фиктивную плотность шарика $\gamma_ш$ находят по формуле.

$$\gamma_ш = \frac{\left[\left(\frac{P_i + P_{i+1}}{2} - P_0\right) - (P_{lim} - P_0)\right] q}{V_ш}, \qquad (6)$$

где q - цена деления индикатора динамометра, г;
$V_ш$ - объем шарика, см^3.

Примечание. Цену деления индикатора динамометра определяют по тарировочному графику.

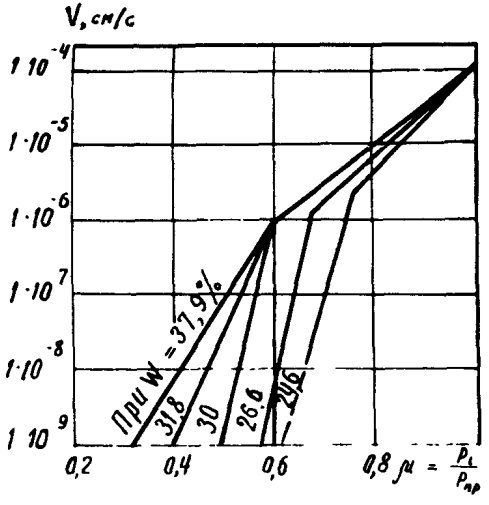

Рис.7. Зависимость скорости погружения шарового штампа от уровня нагрузки при различной влажности грунта

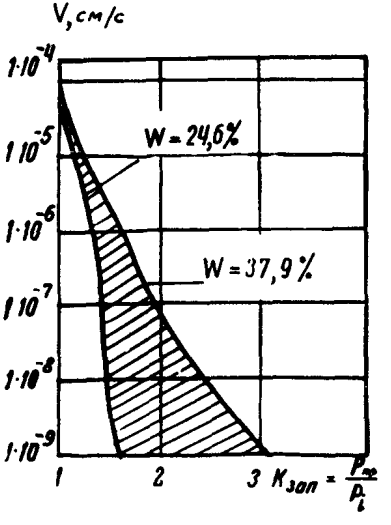

Рис.8. Зависимость скорости погружения шарового штампа от величины коэффициента запаса $K_{зап}$

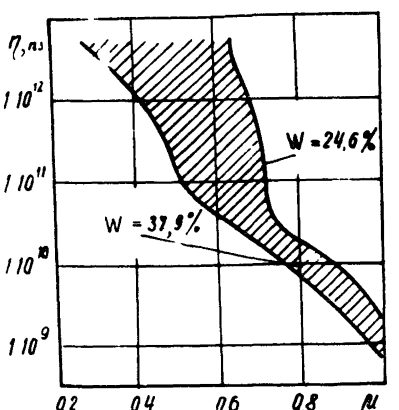

Рис. 9. Зависимость коэффициента вязкости η от уровня нагрузки μ.

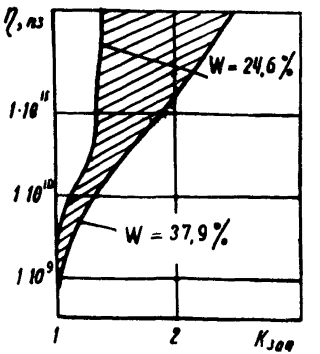

Рис. 10. Зависимость коэффициента вязкости от величины коэффициента запаса $K_{зап}$

8. На основании произведенных расчетов строят графики:

зависимости скорости погружения шарового штампа от величины суммарной нагрузки на него при различной влажности грунта $V = f(P)$ (рис.6);

то же, от уровня нагрузки $\mu = \frac{P_i}{P_{пр}}$ (рис.7);

то же, от величины коэффициента запаса $K_{зап} = \frac{P_{пр}}{P_i}$ (рис.8);

зависимости коэффициента вязкости ℓ от уровня нагрузки μ (рис.9);

зависимости коэффициента вязкости от коэффициента запаса $K_{зап}$ (рис.10).

Приложение 2

Методика определения жесткого структурного сцепления глинистого грунта

1. Величина структурного сцепления глинистого грунта обусловлена такими природными факторами, как, например, цементация, кристаллизация и т.п., а также и другими видами действующих в грунте внутренних связей необратимого характера. Эта величина может быть установлена на сдвиговых приборах обычной конструкции.

С этой целью проводят опыты на сдвиг по методу "повторных сдвигов" на одном и том же образце или по методу "сдвига плашек".

2. Метод "повторных сдвигов" заключается в оценке сопротивляемости сдвигу глинистого грунта по результатам нескольких опытов со сдвигом одного образца по одной и той же поверхности скольжения. Величину структурного сцепления C_c определяют по разности величин общего сцепления C_w, полученных при первом и последнем сдвигах:

$$C_c = C_{wI} - C_{wIII}. \qquad (1)$$

3. При определении структурного сцепления глинистого грунта по методу "сдвига плашек" проводят однократный опыт со сдвигом образца ненарушенной структуры и опыт со сдвигом двух половин ("плашек") специально разрезанного образца. По разности полученных при этом величин сцепления определяют величину структурного сцепления:

$$C_c = C_{мон} \; C_{пл}, \qquad (2)$$

где $C_{мон}$ – сцепление грунта в монолите;
$C_{пл}$ – сцепление грунта при опыте с плашками.

4. В опытах при методе "сдвига плашек" не допускается предварительное смачивание контактной поверхности плашек, так как результаты опытов в этом случае искажаются.

Методика испытания бетонных кернов *)

Прочность бетона при сжатии определяют раздавливанием кернов на прессе. Так как торцы кернов после бурения имеют неровную поверхность, перед испытанием их необходимо выровнять. С этой целью торцы кернов обрезают на станке или подливают на них цементный раствор состава 1:3.

Испытание на сжатие таких кернов производится аналогично испытаниям бетонных образцов (кубов). Испытание на сжатие происходит при наличии трения между торцами кернов и плитами пресса. Можно испытывать керны и с невыровненными торцами, передавая давление от плит пресса на торцы кернов через песчаные подушки. В этом случае трение между плитами и торцами отсутствует. Это сказывается на величине разрушающей нагрузки. Кроме того, длина кернов различна, что также влияет на результаты испытаний.

Результаты испытаний кернов на сжатие приводят к прочности бетона в цилиндрическом образце:

1. Для кернов с невыровненными торцами

$$R_ц = \frac{P_{разр}}{S} \cdot \frac{1{,}12}{K_0}, \quad \text{кгс/см}^2,$$

где $R_ц$ – предел прочности образца-цилиндра;
$P_{разр}$ – разрушающая нагрузка, кгс;
S – площадь керна, см^2;

*) Заимствовано из "Временных технических условий на производство и приемку работ по устройству буро-бетонных свай на площадках Камского автомобильного комплекса" (г. Набережные Челны). М., 1972.

$$K_0 = \frac{n - 0{,}20}{n - 0{,}43} - 0{,}03$$ – коэффициент, учитывающий отношение длины керна к его диаметру $n = \frac{\ell}{d}$.

Переход от прочности образцов-цилиндров к прочности образцов-кубов производят по формуле

$$R_{куб} = 1{,}2\ R_ц \qquad \text{(по ГОСТ 4800-59)},$$

где $R_{куб}$ – предел прочности образца-куба.

2. При испытании кернов через песчаную подушку

$$R_ц = \frac{P_{разр} \cdot 1{,}12}{S \cdot K_0}, \text{ кгс/см}^2,$$

где $K_0 = \frac{n - 0{,}5}{n - 0{,}2} + 0{,}04$;

$$R_{куб} = 1{,}2\ R_ц \qquad \text{(по ГОСТ 4800-59)}.$$

Переходный коэффициент можно определять по графику, на котором по оси абсцисс откладывают отношения длины керна к его диаметру, а по оси ординат – коэффициент K_0. Верхняя кривая построена по результатам испытания кернов с предварительным выравниванием торцов цементным раствором, нижняя кривая – по результатам испытания кернов через песчаную подушку. Прочность бетона в образцах-кубах получают произведением найденного коэффициента на частное от деления величины разрушающей нагрузки на площадь керна.

Методика определения удельного водопоглощения бетонной кладкой *)

1. Удельное водопоглощение определяют в соответствии с требованиями ВСН 009-67 для выявления в бетонной конструкции нарушений сплошности (каверн, трещин и т.п.), а также при необходимости восстановления ее сплошности с помощью цементации согласно ВСНО-63 ГПКЭ и Э СССР и ТУ МСЭС 46-58.

2. Для определения удельного водопоглощения в скважину, пробуренную для отбора кернов, или в специальные скважины, пробуренные с помощью перфораторов или станков колонкового бурения (в зависимости от требуемой глубины скважины) под давлением подают воду. Перед этим скважины тщательно очищают ершом и промывают для удаления шлама. Удельное водопоглощение определяют по следующему выражению:

$$\gamma = \frac{q}{(H + 0{,}1h)\, \ell t},$$

где γ – удельное водопоглощение, л/мин;

q – общий расход воды за время t, л;

H – показания манометра, ати;

h – высота столба воды, от оси манометра до середины опробуемого интервала скважины, м;

ℓ – глубина опробуемого интервала скважины, м;

*) Заимствовано из "Временных технических условий на производство и приемку работ по устройству буробетонных свай на площадках Камского автомобильного комплекса" (г. Набережные Челны). М., 1972.

t – время, мин, после стабилизации расхода воды, в течение которого поддерживается давление на заданном уровне (не менее 30мин).

Бетон удовлетворяет требованиям ВСН 009-67 (п.395) при γ = 0,1 л/мин. В противном случае под давлением испытывают отдельные участки скважины для выявления места расположения дефекта и последующей цементации, если это будет признано необходимым.

Пример расчета удерживающей конструкции из буронабивных свай

Насыпь автомобильной дороги пересекает оползневый участок склона в его средней части. Для обеспечения устойчивости насыпи на основе технико-экономического сравнения вариантов противооползневых мероприятий принято решение об устройстве удерживающей конструкции из буронабивных свай диаметром 0,86 м. Требуется рассчитать свайную удерживающую конструкцию.

Исходные данные:

1) оползневые деформации склона носят характер скольжения делювиальных суглинков по кровле коренных пород, представленных зеленовато-желтыми пылеватыми глинами с углом внутреннего трения $\varphi_w^н = 14^0$, сцеплением $C_w^н = 1{,}66$ кгс/см^2, $\gamma_w^н = 2{,}02$ г/см^3;

2) оползневые накопления представлены тяжелым суглинком с влажностью $W_{ест} = 20{,}3\%$, $W_т = 32{,}75\%$, $W_р = 17{,}6\%$; нормативное значение угла внутреннего трения $\varphi_w^н = 8^0$, $C_w^н = 1{,}5$ тс/м^2, $\gamma_w^н = 2{,}02$ т/м^3;

3) устойчивость склона оценивается по методу Маслова-Берера;

4) величина оползневого давления $E_{оп}$ в поперечном сечении оползня, где предусматривается установка свайной удерживающей конструкции, при заданной величине коэффициента запаса устойчивости склона ($K_{зап} = 1{,}3$) равна 18тс/м;

5) мощность оползневого тела в месте установки свайной удерживающей конструкции $h = 7{,}9$ м.

Свайную удерживающую конструкцию рассчитывали в следующем порядке:

1) проверка на возможность переползания через свайную удерживающую конструкцию оползневого грунта в вертикальной плоскости;

2) определение расстояния между осями свай в ряду;

3) расчет глубины заложения свай в коренные породы;

4) проверка на возможность сдвига свайной удерживающей конструкции в сторону падения склона по плоскости, проходящей через нижние концы свай;

5) расчет прочности сечения свай на воздействие оползневого давления;

6) расчет плиты ростверка.

В примере расчета приведены только три пункта последовательности расчета, так как они являются наиболее важными при проектировании свайных удерживающих конструкций.

I. Проверка на возможность переползания через свайную удерживающую конструкцию оползневого грунта в вертикальной плоскости

Данную проверку производят в соответствии с п6.7 настоящих "Методических рекомендаций" по схеме рис.1.

1) $\beta'' = 60^{\circ}$;

$$tg\beta'' = \frac{AD''}{B''D''};\quad AD'' = B''D'' tg\beta'' = 7{,}9 \cdot 1{,}732 = 13{,}7 \text{ м};$$

$$C = N \cdot tg\varphi_w'' + C_w'' AB'';$$

$$N = P \cdot \cos(90^{\circ} - \beta'') = P\cos(90^{\circ} - 60^{\circ}) = P \cdot \cos 30^{\circ};$$

$$AB'' = \frac{B''D''}{\sin 30^{\circ}} = \frac{7{,}9}{0{,}5} = 15{,}8 \text{ м};$$

$$F = \frac{B''D'' \cdot AD''}{2} = \frac{7{,}9 \cdot 13{,}7}{2} = 54{,}1 \text{ м}^2;$$

$P = \gamma_w'' F = 2{,}02 \cdot 54{,}1 = 109{,}3$т; $N = P \cdot \cos 30^{\circ} = 109{,}3 \cdot 0{,}866 =$ $= 94{,}6$ т.

$C = 94{,}6 \cdot tg\, 9^{\circ} + 1{,}5 \cdot 15{,}8 = 94{,}6 \cdot 0{,}1584 + 1{,}5 \cdot 15{,}8 = 38{,}7$ т.

Пассивное давление E_0, действующее на плоскостях ВД, В'Д' и В"Д", определяют графически (рис.2-4).

2) $\beta = 45 + \frac{\varphi_w''}{2} = 45 + \frac{9}{2} = 49^{\circ}30'$;

$$AB = \frac{BD}{Sin(90^{\circ} - 49^{\circ}30')} = \frac{7{,}9}{Sin 40^{\circ}30'} = \frac{7{,}9}{0{,}6494} = 12{,}2 \text{м};$$

$$AD = tg\beta \cdot BD = tg\, 49^{\circ}30' \cdot 7{,}9 = 1{,}1708 \cdot 7{,}9 = 9{,}24 \text{ м};$$

$$F = \frac{AD \cdot BD}{2} = \frac{9{,}24 \cdot 7{,}9}{2} = 36{,}5 \text{ м}^2;$$

$$P = \gamma_w'' \cdot F = 2{,}02 \cdot 36{,}5 = 73{,}7 \text{ т};$$

$$N = P \cdot Cos(90 - 49^{\circ}30') = 73{,}7 cos\, 40^{\circ}30' = 73{,}7 \cdot 0{,}7604 = 56{,}1 \text{т};$$

$$C = 56{,}1 \cdot 0{,}1584 + 1{,}5 \cdot 12{,}2 = 8{,}87 + 18{,}3 = 27{,}17 \text{ т}.$$

3) $\beta' = 30^{\circ}$;

$$AB' = \frac{B'D'}{Sin(90^{\circ} - 30^{\circ})} = \frac{7{,}9}{Sin 60^{\circ}} = \frac{7{,}9}{0{,}866} = 9{,}12 \text{ м};$$

$$AD' = B'D' \cdot tg\beta' = 7{,}9 \cdot 0{,}5 = 3{,}95 \text{ м};$$

$$F = \frac{AD' \cdot B'D'}{2} = \frac{3{,}95 \cdot 7{,}9}{2} = 15{,}6 \text{ м}^2;$$

$$P = \gamma_w'' \cdot F = 2{,}02 \cdot 15{,}6 = 31{,}5 \text{ т};$$

$$N = P \cdot cos(90^{\circ} - \beta') = P \cdot cos 60^{\circ} = 31{,}5 \cdot 0{,}5 = 15{,}75 \text{ т};$$

$$C = 15{,}75 \cdot 0{,}1584 + 1{,}5 \cdot 9{,}12 = 2{,}5 + 13{,}7 = 16{,}2 \text{ т}.$$

По результатам расчетов величины E_0 строят эпюру пассивного давления, действующего в плоскостях В"Д", В'Д', ВД (рис.5).

$E_{o\,min} = 122$ тс; $E_{on} = 18$ тс; $E_{o\,min} > E_{on}$.

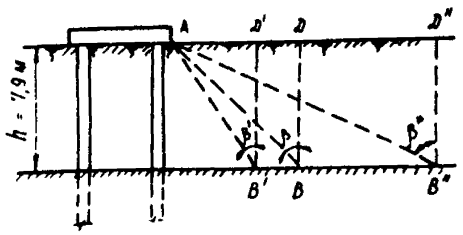

Рис.1. Схема к проверке свайной удерживающей конструкции на возможность переползания через нее оползневого грунта в вертикальной плоскости

Графическое определение пассивного давления E_0, действующего на плоскости $BD, B'D', B''D''$

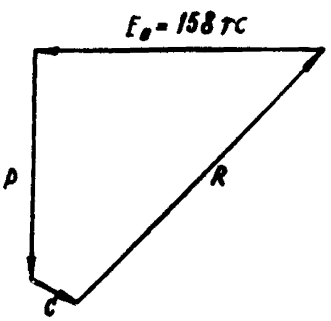

Рис.2.

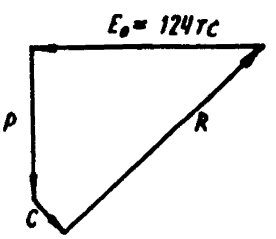

Рис.3.

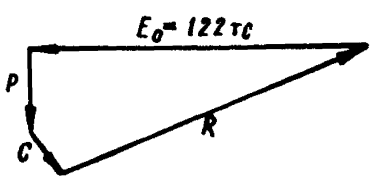

Рис.4.

Следовательно, переползание оползневого грунта через свайную конструкцию в вертикальной плоскости невозможно. Этот факт свидетельствует также о том, что оползневое давление смещающегося блока грунта будет полностью передаваться на свайную удерживающую конструкцию.

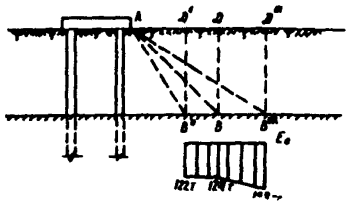

Рис.5. Эпюра пассивного давления, действующего в плоскостях BD, $B'D'$, $B''D''$

2. Определение расстояния между сваями в ряду

Если допустить вязко-пластическое "обтекание" свай оползневым грунтом в горизонтальной плоскости, может произойти смещение оползневого массива и силы сцепления грунта в приконтактной зоне уменьшатся в результате разрушения в нем жестких структурных связей необратимого характера. Это приведет к некоторому снижению коэффициента запаса устойчивости склона и увеличению оползневого давления на удерживающую конструкцию. Кроме того, возможно развитие деформаций дорожной конструкции, расположенной на оползневом склоне, во времени (просадки дорожной одежды и смещение земляного полотна автомобильной дороги в плане). Поэтому при назначении расстояния между сваями в ряду и необходимого количества свай в удерживающей конструкции исходят из условия не допустить вязко-пластическое "обтекание" свайной конструкции оползневым грунтом.

Оползневое давление на одиночную сваю, при котором исключено вязко-пластическое "обтекание", определяют на основе формулы для удельного оползневого давления (30):

$$q_{доп}^{}=0,5\cdot0,9\cdot\frac{\pi\gamma_w\left(D\cdot tg\varphi_w+\frac{C_c}{\gamma_w\cdot tg\varphi_w}\right)}{ctg\,\varphi_w+\varphi_w-\frac{\pi}{2}}\cdot D\cdot h,$$

где D – диаметр сваи, D = 0,86 м;

φ_w и C_c – расчетные величины угла внутреннего трения и жесткого структурного сцепления соответственно, принятые равными их нормативным значениям (СНиП II-15-74, п.11.2);

γ_w – объемная масса оползневого грунта, т/м^3;

h – мощность оползневого тела, h = 7,9 м;

$\varphi_w = 9^0$;

$C_c = 0,4\cdot C_w$; C_w = 1,5 т/м^2;

$C_c = 0,4\cdot1,5 = 0,6$ т/м^2;

γ_w = 2,02 т/м^3;

$$q_{доп}=\frac{0,5\cdot0,9\cdot3,14\cdot2,02\left(0,86\cdot0,1584+\frac{0,6}{2,02\cdot0,1584}\right)}{6,314+0,1571-1,57}\,0,86\cdot7,9=$$

$$=7,98\text{ т}\cong 8\text{т}.$$

При расположении свай в шахматном порядке оползневое давление между ними распределяется равномерно. Необходимое количество свай определяют по формуле (25)

$$N=\frac{E_{оп}\cdot B}{q_{доп}\cdot\eta},$$

где B = 60 м – ширина оползневого участка;

$E_{оп}$ = 18 т/м;

$N=\frac{18\cdot60}{8}$ = 135 штук.

Расстояние между осями свай в ряду при расположении их:

в два ряда:

$$\ell = \frac{60 \cdot 2}{135} = 0{,}89 \text{ м};$$

в три ряда:

$$\ell = \frac{60 \cdot 3}{135} = 1{,}33 \text{ м};$$

в четыре ряда:

$$\ell = \frac{60 \cdot 4}{135} = 1{,}78 \text{ м};$$

в пять рядов:

$$\ell = \frac{60 \cdot 5}{135} = 2{,}22 \text{ м}.$$

Так как расстояние между сваями в свету должно быть не менее 1 м, то окончательно принимают удерживающую конструкцию из пяти рядов свай, расположенных в шахматном порядке. Расстояние между осями рядов принимают равным

$$a = 3 \cdot D = 3 \cdot 0{,}86 = 2{,}58 \cong 2{,}6 \text{ м}.$$

Геометрическая схема свайной удерживающей конструкции изображена на рис.6.

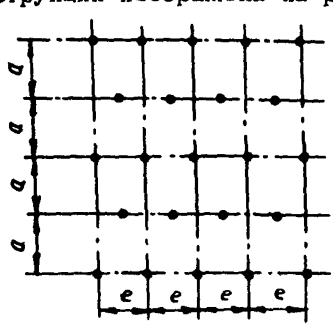

Рис.6. Геометрическая схема свайной удерживающей конструкции

3. Расчет глубины заложения свай в коренные породы

Расчет свайной удерживающей конструкции проводят по методике, изложенной в книге Н.М.Глотова и др."Свайные фундаменты" (М.,"Транспорт",1975).

Исходные данные для расчета: диаметр сваи D = 0,86 м; марка бетона "250"; начальный модуль упругости бетона марки "250" $E_{нач}$ = 280000 кгс/см^2 = 2,9·10^6 тс/м^2 (по СН 365-67).

Расчетные прочностные характеристики грунта заделки:

φ =0,8 $\varphi_w^н$=0,8·14°=11°12 ;

C =0,2 $C_w^н$=0,2·1,66= 0,332кгс/см^2 = 3,32тс/м^2;

γ_w=2,02 т/м^3;

K = 600 тс/м^4 – коэффициент пропорциональности грунта заделки (принят по табл.8.1 упомянутой книги) для твердых глин и суглинков; меньшую из приведенных в таблице величин K принимают ввиду возможного нарушения прочности грунта заделки при бурении скважин);

h – мощность оползневой толщи, м;

$l_0 = \frac{1}{3} h$ – расстояние от точки приложения равнодействующей оползневого давления до расчетной поверхности грунта заделки, м;

$h_з$ – глубина заделки сваи в коренные породы, м.

Расчетная схема сваи приведена на рис.7.

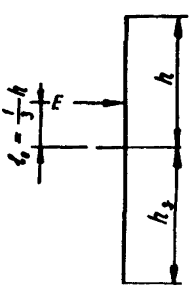

Рис.7. Расчетная схема сваи для определения несущей способности сваи при работе на горизонтальную нагрузку

Вычисляют расчетную ширину сваи b_p (как для одиночной сваи):

$$b_p = K \cdot K_\varphi (D+1);$$

K = 1; K_φ = 0,9;

b_p=1 · 0,9(0,86+1)=0,9·1,86=1,67 м;

b_p = 1,67 м.

Момент инерции поперечного сечения сваи

$$J = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,86^4}{64} = \frac{1,72}{64} = 0,0269 \text{ м}^4;$$

жесткость поперечного сечения сваи

$$EJ = 0,8 E_{нач} \cdot J = 0,8 \cdot 2,9 \cdot 10^6 \cdot 2,69 \cdot 10^{-2} = 6,24 \cdot 10^4 \text{тс} \cdot \text{м}^2.$$

Вычисляем величину:

$$\frac{10^5 \kappa \cdot b_p}{EJ} = \frac{10^5 \cdot 600 \cdot 1,67}{6,24 \cdot 10^4} = 1607 \text{м}^{-5}.$$

С учетом вычисленной величины по табл.8.4 упомянутой книги определяют коэффициент деформации сваи:

$$\alpha_c = 0,438 \text{м}^{-1};$$

$\bar{h}$ – приведенная глубина заделки сваи.

Задаются величиной $\bar{h} = 2,5$ (в этом случае в пределах глубины заделки свая рассматривается как бесконечно жесткая):

$$\frac{\bar{h}}{\alpha_c} = h_3 = \frac{2,5}{0,438} = 5,7 \text{ м}.$$

Определяют единичные перемещения сваи от воздействия единичной поперечной силы и единичного изгибающего момента в уровне расчетной поверхности грунта заделки:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_i^3 \cdot EJ} \cdot \frac{A_{01} + K_h \cdot B_{01}}{C_{01} + K_h \cdot D_{01}};$$

$$K_h = \frac{C_{осн} \cdot y_{осн}}{\alpha_c \cdot EJ};$$

$C_{осн} = K \cdot h_3$, но не менее $C_{осн} = 10K = 10 \cdot 600 = 6000$ тс/м^4.
$J_{осн} = J = 0{,}0269$ м^4.

$$K_h = \frac{6000 \cdot 0{,}0269}{0{,}438 \cdot 6{,}24 \cdot 10^4} = \frac{0{,}1613}{27{,}35} = 0{,}0059.$$

По табл.8.5 упомянутой книги:

h	A_{01}	B_{01}	C_{01}	D_{01}
2,4	9,9551	11,1314	2,82355	4,95295

h	A_{02}	B_{02}	C_{02}	D_{02}
2,4	6,56998	8,02219	6,28782	9,09219

$$\delta_{нн} = \frac{1}{0{,}438^3 \cdot 6{,}24 \cdot 10^4} \cdot \frac{9{,}9551 + 0{,}0059 \cdot 11{,}1314}{2{,}82355 + 0{,}0059 \cdot 4{,}95295} = 6{,}74 \cdot 10^{-4};$$

$$\delta_{мн} = \delta_{нм} = \frac{1}{\alpha_c^2 \cdot EJ} \cdot \frac{A_{02} + K_\beta \cdot B_{02}}{C_{01} + K_\beta \cdot D_{01}} =$$

$$= \frac{1}{0{,}438^2 \cdot 6{,}24 \cdot 10^4} \cdot \frac{6{,}56998 + 0{,}0059 \cdot 8{,}02219}{2{,}82355 + 0{,}0059 \cdot 4{,}95295} = 1{,}94 \cdot 10^{-4};$$

$$\delta_{мм} = \frac{1}{\alpha_c \cdot EJ} \cdot \frac{C_{02} + K_\beta \cdot D_{02}}{C_{01} + K_\beta \cdot D_{01}} =$$

$$= \frac{1}{0{,}438 \cdot 6{,}24 \cdot 10^4} \cdot \frac{6{,}28782 + 0{,}0059 \cdot 9{,}09219}{2{,}85275} = 0{,}818 \cdot 10^{-4}.$$

Горизонтальное смещение и угол поворота поперечного сечения сваи в уровне расчетной поверхности грунта определяют по формуле

$$y_0 = H_1 \cdot \delta_{HH} + M_1 \cdot \delta_{HM};$$

$$\varphi_0 = H_1 \cdot \delta_{MH} + M_1 \cdot \delta_{MM};$$

$$H_1 = H = E; \quad M_1 = H \cdot \ell_0 = E \cdot \ell_0;$$

$$\ell_0 = \frac{1}{3} h = \frac{7,9}{3} = 2,64\text{см};$$

$$y_0 = E \cdot \delta_{HH} + E \cdot \ell_0 \cdot \delta_{HM};$$

$$\varphi_0 = E\delta_{MH} + E \cdot \ell_0 \cdot \delta_{MM}.$$

Задаются величиной горизонтального смещения сваи в уровне расчетной поверхности грунта для определения несущей способности сваи при работе ее на горизонтальную нагрузку.

Принимают y_0 = 0,01 м, тогда E определяют как

$$E = \frac{y_0}{\delta_{HH} + \ell_0 \delta_{HM}} = \frac{0,01}{6,74 \cdot 10^{-4} + 2,64 \cdot 1,94 \cdot 10^{-4}} =$$

$$= \frac{0,01}{10^{-4}(6,74+5,12)} = 0,0844 \cdot 10^2 = 8,44\,\text{тс};$$

$E_{св} = E = 8,44$ тс.

Сравнение величины $q_{доп} \cdot \eta$ с величиной E показывает, что величина оползневого давления на одиночную сваю, при которой исключена возможность вязко-пластического "обтекания" ее оползневым грунтом, не превышает несущей способности сваи:

$$q_{доп} \cdot \eta = 8\,\text{т} < E = 8,44\,\text{тс}.$$

Для оценки надежности заделки сваи в коренные породы определяют величину напряжений, передаваемых боковой поверхностью сваи на грунт заделки, и сравнивают ее с величиной допускаемых напряжений:

$$\sigma_{h/3}^{действ} = \frac{2(6M_1 + 5H_1 \cdot h) \cdot \xi}{3b_p \cdot h^2};$$

$$\xi = 1{,}5 - 0{,}2\bar{h} = 1{,}5 - 0{,}2 \cdot 2{,}5 = 1;$$

$$\sigma_{h/3}^{действ} = \frac{2(6 \cdot 2{,}64 \cdot 8 + 5 \cdot 8 \cdot 5{,}7) \cdot 1}{3 \cdot 1{,}67 \cdot 5{,}7^2} = \frac{709{,}4}{163} = 4{,}36 \text{ тс/м}^2.$$

Определяют допускаемое напряжение на той же глубине:

$$\sigma_{h/3}^{доп} \leqslant \eta_1 \cdot \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}\left(\frac{\gamma_w h_3}{3} tg\varphi + c\right);$$

$$\eta_1 = \eta_2 = 1;$$

$$\sigma_{h/3}^{доп} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 11^\circ 12'}\left(\frac{2{,}02 \cdot 5{,}7}{3} tg 11^\circ 12' + 3{,}32\right) =$$

$$= \frac{4}{0{,}981}(3{,}04 \cdot 0{,}198 + 3{,}32) = 16{,}62 \text{ тс/м}^2;$$

$$\sigma_{h/3}^{действ} < \sigma_{h/3}^{доп}.$$

Заделка сваи в коренные грунты надежна.

После проверки на возможность сдвига свайной удерживающей конструкции в сторону падения склона по плоскости, проходящей через нижние концы свай, которую проводят аналогично оценке устойчивости незакрепленного склона, приступают к расчету прочности сечения сваи от воздействия оползневого давления.

Приложение 6

Пример определения сметной стоимости буронабивной сваи диаметром 860 мм

В качестве примера рассмотрено изготовление четырех буронабивных свай общей длиной 75 м.

Скважины пробурены станками ударно-канатного действия на строительной площадке в стесненных условиях на грунтах:

III группы - насыпные грунты - суглинки с включением щебня до 20%;

1У группы - тяжелые пылеватые суглинки с включением щебня и обломков известняка до 40%, слабонарушенные с притоком воды;

У группы - коренные породы, выветрелые с притоком воды, представленные аргиллитами с прослоями алевролитов;

У1 группы - крепкие аргиллиты с прослоями алевролитов и песчаников;

УII группы - щебень, обломки и валуны размером до 400-500 мм с большим притоком грунтовых вод.

Скважины в грунтах III, 1У и УII групп закреплены обсадными трубами диаметром 820х12 мм, которые в дальнейшем извлекают. Устойчивость грунта в скважинах в связи с нарушенностью и работой на оползне принята II группы.

Для бурения скважин предусмотрена доставка воды из расчета 3,3 т на 1 $м^3$ скважины, заполненной бетоном. При бурении скважин выход шлама составляет до 4,3 т на 1 $м^3$ бетона.

Расход арматурной стали подсчитан, исходя из армирования сваи 12-ю продольными стержнями диаметром 22 А-П.

Расход бетона марки "250" для бетонирования скважины, подсчитанный в соответствии с данными инженерно-геологической разведки о напластованиях грунтов, на 1 м скважины принят:

0,58 м^3 - при заделке в коренные породы (У и У1 групп);

0,64 м^3 - при насыпных, оптимально увлажненных грунтах III группы;

0,70 м^3 - при нарушенных, сильно увлажненных грунтах на глубине более 10 м (1У группы);

0,87 м^3 - при крупнообломочных грунтах с обильным притоком воды (УII группы).

При изготовлении буронабивных свай использую т гусеничный кран МКГ-25. Станки ударно-канатного бурения работают от передвижных электростанций. Укрупнительная сборка арматурных каркасов ведется на строительной площадке.

Для защиты свай от коррозии предусмотрено бетонирование в чехле из полиэтиленовой пленки, а торцы каркасов устанавливают на подушки из цементогрунта в забое скважины.

В смете предусмотрена очистка строительной площадки, срубка голов свай, учтено контрольное бурение ствола сваи.

Сметная стоимость свай (см.таблицу) определена для условий Крымской обл.:

стоимость 1 м сваи - 190 руб.00коп.;

стоимость 1 м^3 бетона сваи - 279 руб.43 коп.

№ по пор.	§ норм и расценок	Наименование работ или затрат	Единица измерения	Количество	Сметная стоимость, руб.	
					Цена	Сумма
I	Доп.ЕР-27 т.ч.п.26 п.29а табл.22,23 ЕР-27 т.ч.п.7 К-I,I3. Доп.рез. в П стр.25, п.I52 27-602	Бурение скважин на глубину до 50м комплектом оборудования для ударно-канатного бурения с электродвигателем, работающим от передвижной электростанции, в стесненных условиях долотом 760 мм в грунтах Ш группы I4,70x0,8xI,I3+40x0,058+0, I5x535=I5,69	м	I6	I5,69	25I
2	То же 27-603	То же, в грунтах IУ группы 30,60x0,8xI,I3+83x0,058+0,0057x535=35,52	м	I5	35,52	533
3	" 27-604	То же, в грунтах У группы 57,90x0,8xI,I3+I60x058+0,0Ix535=66,97	м	I0	66,97	670
4	" 27-605	То же, в грунтах УI группы 96x0,8xI,I3+260x 0,058+0,0I7x535=II0,96	м	I9	II0,96	2I80
5	" 27-606	То же, в грунтах УП группы I52,60x0,0xI,I3+4I0x0,058+0,025x535=I75,II	м	I5	I75,II	2627
6	Цен.3,стр.32 т.ч.п.4,I0 Кат.Кр.обл.	Стоимость воды для бурения с доставкой на расстояние 8 км 0,75xI,25+0,I8=I,I2	т	I82	I,I2	204
7	Цен.3, ч.I п.36,отр.32 р.3, п.4	Транспортирование глины на расстояние 6 км с погрузкой и выгрузкой 0,59+0,54+0,62=I,75	т	236	I,75	4I3
8	27-632 т.ч.п.7 К=I,I3 табл.24 К=0,88	Крепление скважин обсадными трубами 820xI2мм в грунтах П группы устойчивости в стесненных условиях (I6+I5+I5=46 м) I4,80x0,88+I4,74xC,I3+38x0,058=I7,4	м	46	I7,I4	788
9	Цен.I, ч.I стр.II5 п.II0I	Стоимость обсадных труб, стальных сварных с фасками, диаметром 820xI2 мм 46xI,0I=46,5	м	46,5	38,30	I78I

I0	38-257-72 СНиП табл.52 I2-б цен.2 п.30I-в п.302-б	Установка арматурных каркасов массой до 3 т гусеничным краном грузоподъемностью до 25 т, с монтажным креплением каркасов, частичным выпрямлением отдельных стержней и сваркой стыков I3+(62-24,8)x0,II=I7,09	т	3,56	I7,09	6I
II	Цен.I ч.П стр.I90 п.9,I0	Стоимость сварных каркасов - из стали класса А-I	т	0,55	I53,00	84
		-из стали класса А-П	т	3,0I	I6I,00	485
I2	И.Н.	Стоимость полиэтиленовых чехлов, их изготовления и надевания на каркасы	$м^2$	202	0,32	65
I3	7-I48 СНиП I7-26г цен.2,стр.28 п.285, стр.30 п.30Iв Кат.Кр.обл.стр.23I, п.25,26. Цен.I, ч.IУ п.33е, Цен.I, ч.I, п.882	Заполнение гидротехническим бетоном марки "250" скважин с помощью гусеничного крана грузоподъемностью до 25 м. Крупность заполнителя до 40 мм с поправкой на расход цемента 400 кг 29x0,58+I6x0,64+I5x0,70+I5x0,87=5I I,53+(62,0-II,4)x0,04+(25+2Ix0,I+I20x0,0205)xI,02= = 33,7	$м^3$	5I	33,70	I7I9
I4	Доп.раз.И 34-40I	Бетон марки "250" для выдавливания ила и "грязного" бетона из скважины 3,63+I,02x25=29,I3	$м^3$	4	29,I3	II7
I5	27-634 т.ч.п.7,табл.24 К=0,98	Извлечение обсадных труб из скважин, пробуренных в грунте П группы устойчивости, после бетонирования I2,30x0,98+I2,26x0,I3+32x0,058=I5,50	м	46	I5,50	7I3
I6	Цен.I,ч.I, стр.80 п.882	Стоимость цемента марки "400" для цементогрунтовых подушек в подошвах свай	т	0,2	20,50	4
I7	7-I59	Срубка голов свай отбойными молотками	$м^3$	4	3,27	I3
I8	34-32I, I-699	Уборка ила, слабого бетона, налипших на площадку при бетонировании скважины, с погрузкой на самосвалы I5,80+0,7I=I6,5I	$м^3$	6	I6,5I	99
I9	Цен.3, стр.32	Транспортирование на 4 км	т	I2	0,40	5

№ по пор.	§ норм и расценок	Наименование работ или затрат	Единица измерения	Количество	Сметная стоимость, руб. Цена	Сумма
20	Каталог Крым.обл.34-2	Кабель для проезда к объекту	м³	8	I0,20	82
2I	27-44, т.ч. п.26 Кн.I,3 т.ч, п.2в Доп.разн.II,стр.25, п.I4I	Контрольное бурение ствола буронабивных свай с отбором кернов для испытаний (аналогично бурению в грунтах УП-УШ групп)	м	I5	22,78	342
		Итого:	руб.			I3I64
		Накладные расходы I3,5%	руб.			I777
		Итого:	руб.			I494I
		Плановые накопления 6%	руб.			896
		Итого:	руб.			I5837
22	КР-27, т.ч. п.4 цен.I, ч.II, стр.II5, п.II0I	Исключается стоимость обсадных труб с учетом износа I0%	м	46	34,47	I586
		Всего по смете:	м / м³	75 / 5I	I90,00 / 279,43	I425I

Примечание. Сметная стоимость определена по сборнику ЭРЭР № 27.

Оглавление

Стр.

Предисловие 3
1. Общие положения 4
2. Область применения свайных противооползневых конструкций в дорожном строительстве . . . 6
3. Оценка устойчивости оползневых склонов и определение величины оползневого давления . . . 10
4. Оценка длительной прочности глинистых грунтов 16
5. Конструктивные схемы свайных противооползневых сооружений 19
6. Расчет свайных противооползневых конструкций 23
7. Устройство противооползневых конструкций из буронабивных свай 31
8. Контроль качества буронабивных свай в противооползневых сооружениях 49
Приложения:
1. Методика определения коэффициента динамической вязкости глинистых грунтов . . . . . .
2. Методика определения жесткого структурного сцепления глинистого грунта 56
3. Методика испытания бетонных кернов 66
4. Методика определения удельного водопоглощения бетонной кладкой 70
5. Пример расчета удерживающей конструкции из буронабивных свай 72
6. Пример определения сметной стоимости буронабивной сваи диаметром 860 мм 84

Ответственный за выпуск инж. В.Е.Губанов

Редактор О.А.Ильина
Технический редактор А.В.Евстигнеева
Корректор И.А.Рубцова

Подписано к печати 18/1 1977г. Формат 60x84/16
Л 114235
Заказ 100-7 Тираж 600 4,5уч.-изд.л. Цена
5,6печ.л 53 коп.

Ротапринт Союздорнии

gost.e-ecolog.ru