МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СОЮЗДОРНИИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В ОПОЛЗНЕВЫХ РАЙОНАХ НА БАЗЕ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И АНКЕРНЫХ КРЕПЛЕНИЙ

Москва 1988

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СОЮЗДОРНИИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В ОПОЛЗНЕВЫХ РАЙОНАХ НА БАЗЕ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И АНКЕРНЫХ КРЕПЛЕНИЙ

Утверждены
зам.директора Союздорнии
канд.техн.наук Б.С.Марышев

Одобрены Главтранспроектом
(письмо №3002/15-26-430
от 27.12.85 г.)

МОСКВА 1988

УДК 624.159.2.001.24:624.21(083.171)

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В ОПОЛЗНЕВЫХ РАЙОНАХ НА БАЗЕ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И АНКЕРНЫХ КРЕПЛЕНИЙ. Союздорнии. М., 1988.

Обобщены результаты научно-исследовательских и экспериментальных (лабораторных и полевых) работ, выполненных Союздорнии в 1981-1985 гг.

Приведены классификация свайных поддерживающих сооружений в зависимости от типа поперечного профиля земляного полотна на оползневом склоне, их конструктивные схемы и область применения.

Содержатся рекомендации по расчету свайных поддерживающих сооружений земляного полотна как обычных, так и заанкеренных грунтовыми анкерами; приведены основные положения по технологии их устройства.

Приведен способ оценки времени стабилизации оползневого массива, учитывающий геометрическую схему свайного поля в поддерживающем сооружении и реологические свойства глинистых оползневых грунтов (вязкость, ползучесть, длительную прочность, порог ползучести).

Содержатся также рекомендации по использованию литых бетонных смесей с комплексной пластифицирующей добавкой при устройстве буронабивных свай.

Табл. 4, рис. 11, библ. 7.

© Государственный всесоюзный дорожный научно-исследовательский институт, 1988.

УДК 624.159.2.001.24:624.21(083.171)

Предисловие

"Методические рекомендации по проектированию и строительству поддерживающих сооружений земляного полотна автомобильных дорог в оползневых районах на базе буронабивных свай и анкерных креплений" разработаны в соответствии с программой 0.55.11.01.03.01 на основе результатов теоретических и экспериментальных исследований, выполненных Союздорнии в 1981-1985 гг., а также на основе опыта проектирования сооружений данного типа, накопленного проектными институтами "Тбилгипроавтодортранс" и Киевским филиалом Союздорпроекта. При разработке раздела по технологии строительства учтен опыт строительных организаций Главдорстроя.

Методические рекомендации могут быть использованы проектными организациями в качестве методического пособия при проектировании свайных поддерживающих сооружений, устройство которых входит в комплекс противооползневых мер по обеспечению устойчивости земляного полотна автомобильных дорог, сооружаемого на оползневых и потенциально оползневых склонах.

Методические рекомендации составили канд.техн.наук Э.М.Добров (разд.1-2.2), инженеры А.П.Аксенов (разд.1-3), Ю.М.Львович (разд.2.2), кандидаты технических наук Ю.В.Пудов (пп.2.3.47-2.3.54), Э.Р.Пинус (разд.3), инж.Г.М.Калашникова (разд.3).

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

1. Общие положения

1.1. Настоящие Методические рекомендации распространяются на проектирование и строительство свайных поддерживающих сооружений, применяемых для обеспечения устойчивости земляного полотна автомобильных дорог при их сооружении в сложных инженерно-геологических условиях оползневых районов территории СССР. Их следует использовать совместно со СНиП II-17-77, СНиП 2.05.03-84, а также с работами /1, 3, 5, 6/.

1.2. Свайные поддерживающие сооружения позволяют обеспечить устойчивость:

всего оползневого склона и расположенной в его пределах дорожной конструкции;

локальной части оползневого склона, в пределах которой находится дорожная конструкция.

1.3. Свайные поддерживающие сооружения следует применять в тех случаях, когда земляное полотно строящихся, реконструируемых и эксплуатируемых автомобильных дорог расположено на оползневых или потенциально оползневых склонах с четко выраженной и обусловленной геологическим строением поверхностью скольжения. При этом целесообразность применения свайных поддерживающих сооружений определяется следующими инженерно-геологическими условиями:

твердой и полутвердой консистенцией оползневых грунтов;

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

наличием в пределах оползневого склона несмещающихся контрфорсных массивов.

1.4. Устройство свайных поддерживающих сооружений при строительстве автомобильных дорог в оползне-

вых районах следует осуществлять до начала производства основных работ по сооружению земляного полотна в целях предупреждения образования антропогенных оползней и только после проведения мероприятий по поверхностному водоотводу, изменению баланса грунтовых масс на склоне, дренированию подземных вод и т.д.

1.5. Целесообразность применения свайных поддерживающих сооружений в каждом конкретном случае устанавливают на основе результатов технико-экономического сопоставления вариантов комплексов противооползневых мероприятий, включая устройство поддерживающих сооружений различных типов (подпорные стены, земляные и каменные контрбанкеты, контрфорсно-дренажные прорези, контрфорсы и др.), а также вариантов расположения трассы автомобильной дороги за пределами оползневого склона: так, при обходе оползня в плане предусматривается перенос трассы на устойчивую часть склона, в продольном профиле - устройство тоннеля или эстакады.

1.6. В зависимости от характера решаемой задачи и типа поперечного профиля земляного полотна автомобильной дороги, пересекающей оползневой склон, свайные поддерживающие сооружения классифицируют следующим образом: верховые, нагорные, осевые и низовые (рис. 1). Низовые свайные поддерживающие сооружения в свою очередь в зависимости от уклона дневной поверхности склона и высоты насыпи подразделяют на подоткосные ($i_{скл} \leq 1:3$) и откосные ($i_{скл} > 1:3$).

Осевые свайные поддерживающие сооружения наиболее целесообразно применять в тех случаях, когда оползневые глинистые грунты характеризуются небольшими углами внутреннего трения φ_w и низким сцеплением C_w и могут быть отнесены к категории пластичных глинистых грунтов.

1.7. Основными конструктивными элементами свайных поддерживающих сооружений являются:

элементы механического сопротивления движению оползневых грунтов в виде буронабивных свай ($D_{св} \leq 0{,}8$ м) или свай-столбов ($D_{сб} > 0{,}8$ м), располагаемых поперек движения оползня в один или несколько рядов или в шахматном порядке (эти элементы в дальнейшем будем именовать буронабивными сваями);

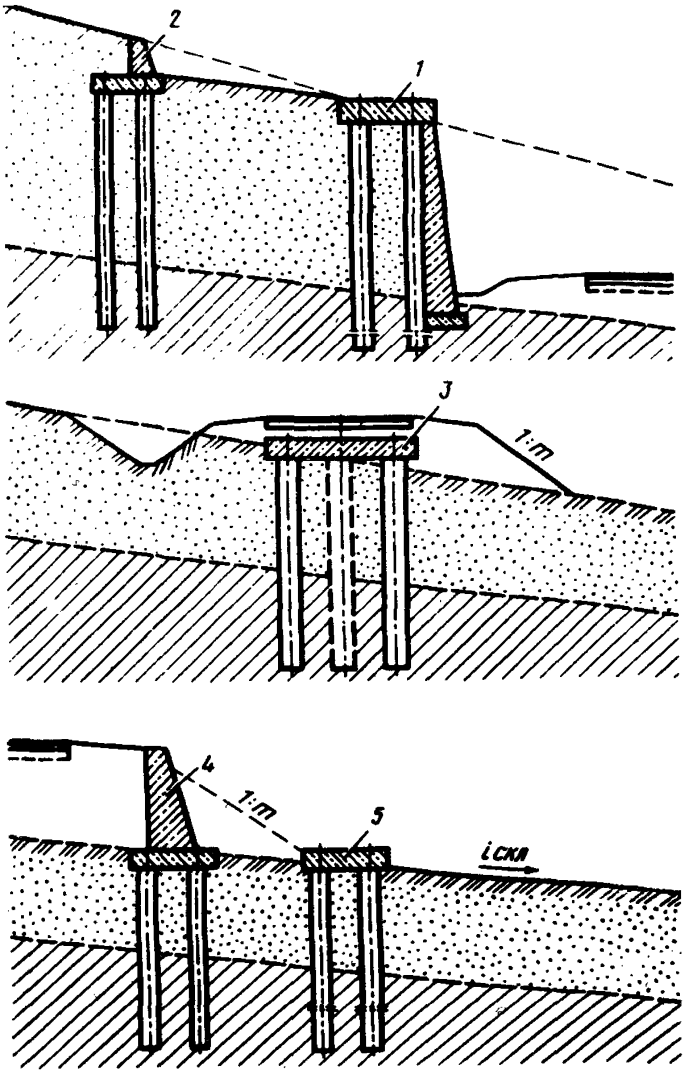

Рис. 1. Свайные поддерживающие сооружения:
1 – верховое;
2 – нагорное;
3 – осевое;
4 – низовое откосное;
5 – низовое подоткосное

монолитная железобетонная плита ростверка, объ - единяющая верхние концы буронабивных свай;

"одевающая" стена (для верховых поддерживающих сооружений);

подпорная стена (для верховых и низовых откосных поддерживающих сооружений), устраиваемая на плите ростверка как на основании.

1.8. В целях повышения технико-экономической эффективности функционирования свайных поддерживающих сооружений (увеличение удерживающей способности, снижение материалоемкости) следует применять их заанкеривание грунтовыми, предварительно напрягаемыми анкерами в уровне низа плиты ростверка (заанкеренные свайные поддерживающие сооружения) (рис.2). При этом наиболее рациональной является схема расположения свай в два ряда в шахматном порядке.

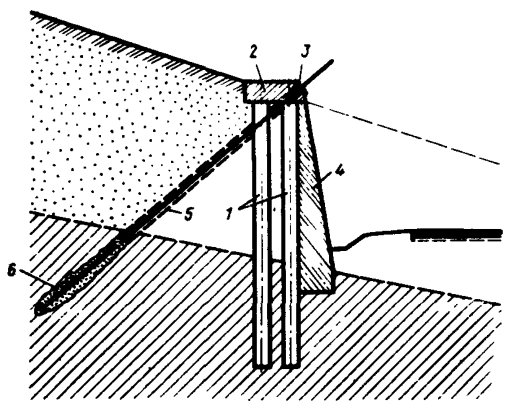

Рис. 2. Заанкеренное свайное поддерживающее сооружение: 1 - буронабивные сваи; 2 - плита ростверка; 3 - верхний анкер; 4 - "одевающая" стена; 5 - анкерная тяга; 6 - нижний анкер

1.9. При наличии в оползневом или потенциально оползневом склоне водоносных горизонтов следует осуществлять мероприятия по дренированию грунтовых вод (рис.3), устраивая дренажные конструкции под защитой свайных поддерживающих сооружений.

1.10. Свайные поддерживающие сооружения проектируют, как правило, в две стадии: технический проект и рабочие чертежи. На аварийных участках автомобильных дорог, где применение свайных поддерживающих сооружений обусловлено необходимостью быстрого достижения противооползневого эффекта, допускается проектирование в одну стадию с разработкой техноробочего проекта.

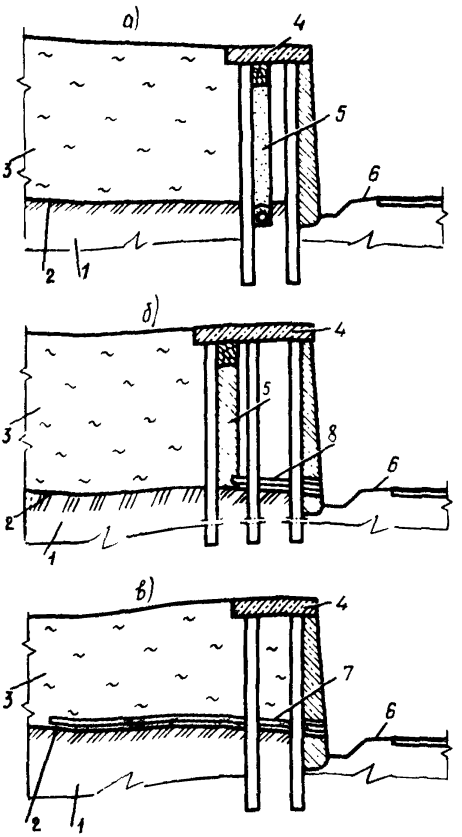

Рис. 3. Дренажные устройства под защитой свайных поддерживающих сооружений: а – траншейный дренаж с заложением дна траншеи ниже поверхности скольжения оползня; б – то же, в уровне поверхности скольжения оползня; в – горизонтальный трубчатый (бестраншейный) дренаж; 1 – коренные несмещаемые породы; 2 – поверхность скольжения оползня; 3 – оползневой массив; 4 – свайное поддерживающее сооружение; 5 – траншейный дренаж; 6 – земляное полотно; 7 – горизонтальная трубчатая дрена; 8 – трубчатая дрена для отвода грунтовых вод из траншейного дренажа

1.11. Инженерные изыскания на оползневых участках автомобильных дорог должны выполняться в соответствии с принятой стадийностью проектирования согласно СН 202-81 "О составе, порядке разработки, согласовании и утверждении проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений" (М., 1982).

1.12. Все виды инженерных изысканий, необходимых для разработки проекта свайных поддерживающих сооружений, должны осуществляться в составе проектно-изыскательских работ на стадии разработки технического проекта.

1.13. Объем и состав изыскательских работ определяются техническим заданием на их производство, разработанным проектной организацией и учитывающим получение материалов инженерных изысканий в соответствии с требованиями "Инструкции по проектированию и строительству противооползневых и противообвальных защитных сооружений" СН 519-79 (М., 1981) и СНиП II-17-77.

Кроме того, техническое задание должно предусматривать:

постановку и проведение геодезических (по поверхностным реперам) и инклинометрических наблюдений на оползневом склоне в целях определения скорости смещения оползня и фиксации его поверхности скольжения; поверхностные реперы устанавливают в разведочных продольных и поперечных створах на оползневой и устойчивых частях склона;

определение реологических показателей оползневых грунтов: длительной прочности $S_{pw\infty}$, порога ползучести τ_{lim} и коэффициента вязкости η.

1.14. Для проведения инклинометрических наблюдений в каждом разведочном створе должно быть оборудовано не менее трех разведочных скважин глубиной, которая не менее чем на 5 м превышает глубину рас-

положения нижних концов свай, отсчитываемую от поверхности скольжения и принимаемую равной $(7 \div 10) D_{св}$.

1.15. Периодичность проведения геодезических и инклинометрических наблюдений должна составлять не реже 1 раза в 3 мес.

2. Проектирование свайных поддерживающих сооружений

2.1. Основные положения

2.1.1. Конструктивную схему свайного поддерживающего сооружения следует назначать в соответствии с п.1.6 в зависимости от расположения земляного полотна автомобильной дороги на оползневом или потенциально оползневом склоне и типа его поперечного профиля.

2.1.2. Для восприятия горизонтальных нагрузок от оползневого давления, а также вертикальных нагрузок и изгибающих моментов в поддерживающих сооружениях следует предусматривать устройство вертикальных и наклонных буронабивных свай. Помимо буронабивных свай, в качестве основных несущих элементов свайных поддерживающих сооружений можно применять буронабивные сваи с использованием сборных железобетонных призматических или цилиндрических элементов заводского изготовления.

После установки таких элементов в пробуренные скважины и их объединения зазоры между боковыми поверхностями элементов и стенками скважины следует заполнить цементно-песчаным раствором.

При назначении диаметра буронабивных свай в поддерживающем сооружении необходимо ориентироваться на возможно большую его величину.

2.1.3. В аварийных ситуациях, а также при закреплении оползней с целью снизить скорость их смещения для изготовления буронабивных свай допускается применять стальные трубы диаметром, соответствующим диаметру пробуренных скважин, которые в дальнейшем могут быть использованы как жесткая арматура свай.

2.1.4. В поддерживающих сооружениях с применением буронабивных свай следует предусматривать жесткое сопряжение их с плитой ростверка. При этом глубину заделки свай в плиту ростверка h (см) определяют по формуле

$$h = 15 + nd, \qquad (1)$$

где n =20 – при арматуре периодического профиля;
n =40 – при гладкой арматуре;
d – диаметр стержня рабочей арматуры, см.

2.1.5. Конструкцию плит ростверков верховых и подоткосных поддерживающих сооружений в целях сокращения материальных и трудовых затрат можно назначать решетчатой (рис.4,а). При этом плиты могут быть выполнены как из сборного, так и монолитного железобетона. Ростверки осевых поддерживающих сооружений следует проектировать в виде сплошной плиты с утолщениями в местах сопряжений с верхними концами свай (см. рис. 4, б).

2.1.6. Для облицовки "одевающих" стен из монолитного бетона в верховых поддерживающих сооружениях наиболее целесообразно использовать сборные железобетонные плиты, являющиеся одновременно и опалубкой при устройстве "одевающей" стены (рис. 5). Наружным поверхностям сборных облицовочных плит следует придавать различную рельефность и фактуру путем закладки в опалубку перед бетонированием соответствующих форм или мелкодисперсных материалов.

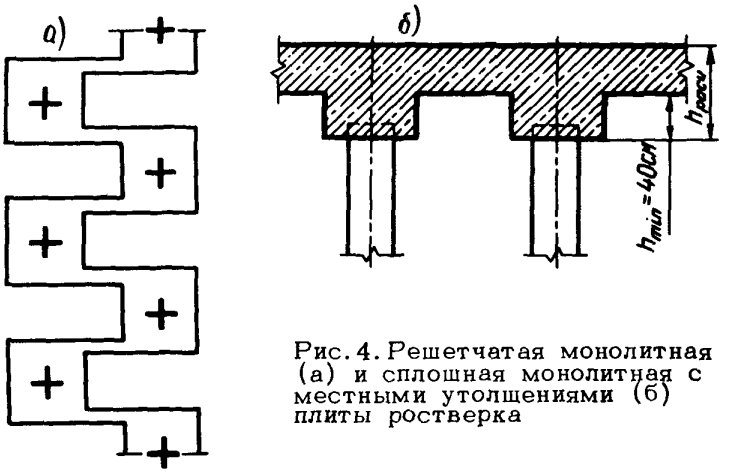

Рис. 4. Решетчатая монолитная (а) и сплошная монолитная с местными утолщениями (б) плиты ростверка

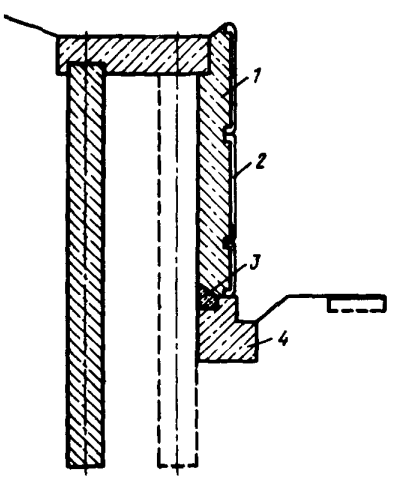

Рис. 5. Конструкция "одевающей" стены верхового поддерживающего сооружения: 1 – "одевающая" стена из монолитного бетона; 2 – сборные железобетонные плиты облицовки; 3 – застенный дренаж с выпусками; 4 – фундамент "одевающей" стены

2.1.7. Для изготовления буронабивных свай следует применять бетон класса прочности при сжатии не ниже В 20, а для железобетонных ростверков - тяжелый бетон класса прочности при сжатии не ниже В22,5. Проектную марку бетона буронабивных свай и ростверков по морозостойкости и водопроницаемости следует назначать исходя из климатических условий района строительства и грунтовых условий эксплуатации поддерживающих сооружений.

2.1.8. Состав бетонной смеси для изготовления буронабивных свай проектируют в соответствии с ГОСТ 4795-68 и ГОСТ 10268-80 на бетон гидротехнический.

2.1.9. Для продольной арматуры буронабивных свай следует использовать стержни диаметром от 16 до 28 мм из стали периодического профиля классов А-II и А-III.

Для изготовления спиралей, кольцевых хомутов, петель-ограничителей применяют арматурную сталь гладкого профиля из стали класса А-1. Рабочие стержни в сечениях свай следует располагать равномерно по всей окружности, а в случаях фиксированного направления оползневого давления - асимметрично, размещая стержни в соответствии с расчетом.

2.1.10. Расчетные характеристики материалов свай и ростверков следует принимать по СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.05.03-84.

2.1.11. Для напрягаемой арматуры анкерных тяг в заанкеренных поддерживающих сооружениях следует применять сталь марок в соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84, "Техническими указаниями по применению стальных канатов для армирования предварительно напряженных конструкций железобетонных мостов" ВСН 71-70 и "Техническими указаниями по проектированию, изготовлению и монтажу составных по длине мостовых железобетонных конструкций" ВСН 98-74.

2.1.12. Прочность при сжатии инъецируемого раствора для изготовления нижнего анкера в заанкеренных поддерживающих сооружениях должна быть в 7-суточном возрасте не менее $2 \cdot 10^4$ кПа, в 28-суточном - не менее $3 \cdot 10^4$ кПа. Марка раствора по морозостойкости должна назначаться не ниже Мрз50, а по водопроницаемости - не ниже В-8 по ГОСТ 12730.5-84.

2.1.13. Толщину защитного слоя в сваях $a_з$ следует назначать, как правило, 10 см. Минимально допустимая величина $a_з = 5$ см.

2.1.14. Расчет свайных поддерживающих сооружений следует производить по предельным состояниям двух групп.

К первой группе относятся:

прочность грунта оползневого массива и коренных пород;

прочность и устойчивость грунта, окружающего заделанную часть сваи;

прочность конструкций свай и свайных ростверков.

Вторая группа включает:

перемещения свай (горизонтальные $\Delta_г$ и углы поворота головы свай ψ) от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов;

образование или раскрытие трещин в элементах железобетонных конструкций свайных поддерживающих сооружений;

смещение оползневых грунтов относительно поддерживающего сооружения в горизонтальной плоскости, развивающееся во времени.

2.1.15. Расчет конструкции свай и плиты ростверка по прочности следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.05.03-84, а также Руководства /1/.

2.1.16. При расчете плиты ростверка на продавливание напряжение в бетоне плиты от давления, передаваемого торцом сваи, не должно превышать более чем на

30% расчетное сопротивление бетона плиты осевому сжатию. В противном случае над торцом каждой сваи следует укладывать одну или две сетки из стержней класса А-II диаметром 12 мм.

2.1.17. Проектирование подпорных и "одевающих" стен из монолитного бетона или железобетона, входящих в состав конструкции поддерживающего сооружения, производят в соответствии с существующими нормами проектирования.

2.1.18. Внешние усилия для расчета "одевающих" стен, входящих в состав верховых поддерживающих сооружений, следует определять как активное давление грунта, найденное для условий плоской задачи, с понижающим коэффициентом K', зависящим от величины отношения

$$\Delta = \frac{a_{п.у} - D_{св}}{H_{оп}}, \qquad (2)$$

где $a_{п.у}$ – расстояние между осями свай, определяемое по формуле (31), м;

$H_{оп}$ – мощность оползневого слоя в месте установки поддерживающего сооружения, м.

При Δ =0,1 понижающий коэффициент K' =0,35, при Δ = =0,5 K' =0,75. Для промежуточных значений Δ понижающий коэффициент следует принимать по интерполяции.

2.1.19. После расчета поддерживающего сооружения в соответствии с п.2.3.1 проводят проверку устойчивости склона по предполагаемой поверхности скольжения, проходящей через нижние концы свай, в соответствии с рекомендациями по оценке устойчивости склона (см.подразд.2.2).

При этом в качестве предполагаемой поверхности скольжения могут быть рассмотрены границы напластований горных пород, слагающих склон.

2.1.20. При разработке конструктивной схемы поддерживающего сооружения размеры плиты ростверка в плане назначают в зависимости от общего количества свай и геометрической схемы их размещения в плане, принимая расстояние от края плиты до наружной грани сваи не менее 25 см. Высота плиты ростверка должна обеспечивать возможность жесткой заделки верхних концов свай. Она определяется расчетом, но должна быть не менее 40 см.

2.1.21. По разработанной конструктивной схеме производят расчет свайных поддерживающих сооружений по предельным состояниям первой группы на особое сочетание нагрузок, включающее:

постоянные нагрузки (собственный вес конструкции и грунта на ее элементах);

временные подвижные вертикальные нагрузки (автомобильная и колесная);

расчетное оползневое давление;

сейсмические нагрузки.

2.1.22. Сейсмические нагрузки следует учитывать путем поправки к массе выделенных грунтовых блоков с помощью коэффициента динамической сейсмичности μ, величина которого зависит от расчетной сейсмичности района проектирования.

Кроме того, при проведении проверки устойчивости грунта, окружающего заделанную часть сваи, значения расчетного угла внутреннего трения коренных пород должны быть уменьшены для расчетной сейсмичности, равной 7 баллам, на 2°, 8 баллам - на 4°; 9 баллам - на 7°.

2.1.23. Расчет свайных поддерживающих сооружений по второй группе предельных состояний производят на основные сочетания нагрузок с коэффициентами перегрузки, равными единице.

2.1.24. Свайные поддерживающие сооружения с жесткой плитой можно рассчитывать по плоской схеме, ко-

торую получают проецированием сооружения на плос - кость действия оползневого давления (плоская рама). При этом ширина грузовой площади принимается рав - ной расстоянию между осями свай в ряду.

2.2. Оценка устойчивости склонов и определение величины оползневого давления

2.2.1. Оценка устойчивости склона (откоса), а так- же земляного полотна на склоне или в его среде долж- на включать: выбор расчетных створов; составление расчетной схемы; определение расчетных параметров грунтов (оползневых или покровных, в зоне контакта их с несмещаемыми грунтами, несмещаемых грунтов); выбор метода расчета в соответствии с зафиксирован - ным или предполагаемым механизмом оползня; выпол - нение расчетов по первой группе предельных состояний; реологический анализ в рамках расчетного (предпола - гаемого) или зафиксированного оползневого механизма; определение оползневого давления, построение эпюр давления для каждого расчетного сечения (рис.6, а, б), а также фронтальных эпюр (рис.6, в).

2.2.2. Расчетные створы необходимо выбирать в пре- делах сферы взаимодействия оползневой или потенци - ально оползневой территории с трассой автомобильной дороги на основе анализа результатов инженерно-геоло- гических изысканий, в том числе и стационарных на - блюдений.

Направление основного расчетного створа на участ- ках оползневых склонов должно совпадать с главным направлением установленного или прогнозируемого дви- жения оползня по линии самых низких гипсометричес - ких отметок ложа оползня. На крупных оползневых уча- стках расчетные створы намечают по нескольким на - правлениям, учитывая возможность изменения условий

их устойчивости и стадий развития к началу строительства автомобильной дороги.

На участках склонов, где оползни не зафиксированы, но их вероятность обусловлена строительством автомобильной дороги, расчетные створы назначают на основе геоморфологического анализа участка склона, пересекаемого трассой дороги.

Расчетные створы необходимо предусматривать во всех вариантах обхода оползня трассой автомобильной дороги.

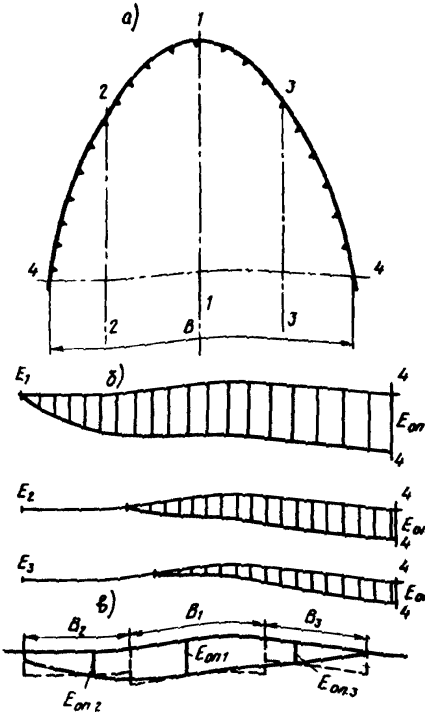

Рис.6. Построение фронтальной эпюры оползневого давления: а - схема расчетных створов; б - эпюры давления E_1, E_2, E_3 соответственно в расчетных створах 1-1; 2-2; 3-3; в - фронтальная эпюра (—— - фактическая; - - - -приведенная); 4-4 - проектное положение оси верхового ряда свай поддерживающего сооружения; B - ширина оползня по поперечнику 4-4; B_1, B_2, B_3 - ширины зон действия соответственно расчетных створов 1-1: 2-2; 3-3; $E_{оп_1}, E_{оп_2}, E_{оп_3}$ - оползневое давление в расчетных створах 1-1; 2-2; 3-3

2.2.3. На основе выбранных расчетных створов и анализа инженерно-геологических разрезов по их направлениям составляют расчетные схемы для каждого расчетного сечения склона.

Разрабатывать расчетные схемы необходимо таким образом, чтобы они наиболее реально отражали фактическое состояние устойчивости склона (откоса), а также изменения, которые возможны в период строительства дороги и сооружения свайных конструкций.

На основе сопоставления реальных причин и факторов, приводящих к образованию оползней, устанавливают степень точности и надежности принимаемых расчетных схем.

2.2.4. Для разработки расчетной схемы в каждом разрезе выделяют геологические элементы, которые являются определяющими в устойчивости участка склона (откоса выемки). При дальнейшем анализе необходимо использовать те инженерно-геологические разрезы, которые являются определяющими в устойчивости всего склона или откоса выемки, а также в наибольшей степени отвечают зафиксированному или прогнозируемому механизму оползня при самом неблагоприятном сочетании силовых факторов и показателей физико-механических свойств грунтов.

В инженерно-геологических разрезах необходимо установить зоны, в которых превалирующую роль могут играть реологические процессы.

Для оползней, механизм которых обусловлен вязкопластическим типом деформаций, в расчетной схеме следует отобразить все необходимые данные относительно скорости и деформаций смещения, в частности данные стационарных наблюдений. Зону вязких деформаций и положение поверхности смещения (в случае зафиксированных оползней) рекомендуется устанавливать, как правило, по результатам инклинометрических наблюдений. Деформации смещения изображают на расчетной

схеме, а результаты анализа приводят в пояснительном тексте.

2.2.5. Графическую часть расчетной схемы вычерчивают на схематизированном инженерно-геологическом разрезе склона с указанием расположения на нем или в его среде земляного полотна автомобильной дороги. На расчетной схеме должны быть показаны:

прогнозируемые максимальные уровни подземных вод и их напоры;

фактические и наиболее вероятные поверхности смещения, по которым предполагается проведение расчетов;

положение поверхностей смещения в зонах отрыва и выпора оползневого грунта;

нагрузки, возникающие в результате строительства инженерных сооружений на склоне, и прежде всего от автомобильной дороги;

проектное решение по изменению рельефа склона;

проектное очертание откосов земляного полотна.

2.2.6. Пояснительный текст к расчетной схеме должен содержать обоснование по ее назначению; рекомендуемый метод (или методы) расчета устойчивости; расчетные значения показателей физико-механических свойств грунтов (покровных или оползневых, несмещаемых, в зоне их контакта между собой, земляного полотна насыпей и выемок) с учетом их изменения под воздействием различных факторов, и прежде всего влажности. В пояснительном тексте следует также изложить расчет устойчивости, результаты определения величины оползневого давления в каждом расчетном сечении, дать инженерно-геологический и реологический анализы.

2.2.7. Оценка устойчивости склонов (откосов) или геотехнических систем склон – земляное полотно осуществляется по предельным суммарным усилиям в рамках механизма оползня типа "скольжение" или "выдав-

ливание". При этом предполагается, что поверхность смещения может быть плоской, круговой или комбинированной.

Возможны два варианта расчетных схем, которые соответствуют наличию:

I - зафиксированной поверхности или зоны смещения, когда уже есть оползни в склонах (откосах);

II - предполагаемой поверхности (поверхностей) или зоны смещения, ориентировочно установленной на основе анализа инженерно-геологического разреза и показателей физико-механических свойств грунтов на контакте покровных отложений и коренных пород, а также в пределах последних.

2.2.8. При оценке устойчивости склонов (откосов) или соответствующих геотехнических систем склон - земляное полотно при наличии зафиксированной поверхности смещения следует выделять два случая:

первый - оползневой склон в его природном состоянии является стабилизированным, т.е. он исчерпал запасы своей энергии в конкретных условиях проявления оползневого механизма; скорость смещения равна нулю;

второй - оползневой склон является нестабилизированным, т.е. на склоне имеются оползневые подвижки, развивающиеся во времени; скорость смещения выше нуля.

2.2.9. Методика оценки устойчивости склонов и геотехнических систем склон - земляное полотно с зафиксированным оползневым механизмом (первый случай I варианта расчетной схемы) заключается в следующем. На основе анализа инженерно-геологических и геоморфологических условий в развитии механизма оползня устанавливают основные факторы, которые могли бы способствовать образованию оползня на конкретном участке склона. К числу основных факторов относятся прежде всего те, воздействие которых приводит к снижению

прочности грунта в зоне или на поверхности смещения, увеличению сдвигающих и уменьшению удерживающих сил.

Для определения условий (в качественном выражении), которые способствуют переходу склона в оползневой, устанавливают (последовательно) зависимость изменения коэффициента запаса устойчивости склона K от одного из выявленных факторов a_i, т.е. $K=f(a_i)$, и находят критические значения a_i, при которых $K=1$. С учетом реально возможных значений фактора a_i, при $K=1$ определяют значение оползневого давления в каждом расчетном сечении склона и строят эпюру. Аналогичным образом выполняют построение эпюры оползневого давления с учетом новых условий и факторов, которые могут активизировать существующий, но в расчетный период стабилизировавшийся оползень. Сравнивая две эпюры, получают критические значения оползневого давления в опасном сечении при условии активизации оползня на склоне.

Конкретными факторами a_i, влияющими на устойчивость склона, являются: увеличение влажности в зоне поверхности смещения, изменение уровней подземных вод, абразия или эрозия в пассивной части склона и изменение их базиса во времени, подрезка склона устройством выемки, расположение насыпи на склоне.

2.2.10. При оценке устойчивости склонов в рамках первого случая 1 варианта расчетной схемы в качестве расчетных показателей используют значения параметров прочности: угол внутреннего трения φ_w и сцепление C_w – для оползневых (покровных) грунтов и коренных (устойчивых) пород; φ_w и сцепление связности Σ_w – для контакта с устойчивыми грунтами или в зоне зафиксированного смещения.

2.2.11. Методика выполнения оценочных расчетов для второго случая 1 варианта расчетной схемы включает определение:

условий проявления максимальных оползневых подвижек с максимальной скоростью;

условий временной стабилизации оползня на склоне;

роли реологических процессов в проявлении оползневых подвижек и условий их реализации.

Если на основе инженерно-геологического анализа (с учетом действующих факторов) установлена превалирующая роль реологических процессов в оползневых подвижках, то следует определить характер изменения величины коэффициента вязкости η (Па·с) на поверхности или в зоне смещения от скорости смещения по следующим формулам:

для условий плоскостной ползучести

$$\eta = \frac{\gamma_w H_{on.cp}^2 (\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_w)}{2v_0}; \qquad (3)$$

для условий ползучести в зоне d_n между покровными грунтами и несмещающимися породами

$$\eta = \frac{\gamma_w H_{on.cp} (\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_w)}{2v_0} d_n, \qquad (4)$$

где γ_w – удельный вес оползневого грунта, Н/м^3;

$H_{on.cp}$ – средняя мощность слоя покровных (оползневых) грунтов, м;

α – средний уклон поверхности смещения, град;

$\operatorname{tg}\varphi_w$ – коэффициент трения на поверхности или в зоне смещения;

v_0 – скорость смещения пород на поверхности оползневого склона, м/с;

d_n – зона ползучести между покровными грунтами и несмещающимися породами, м;

По полученной в лабораторных условиях зависимости $\eta = f(W)$ (где W – влажность на поверхности или в зоне смещения) устанавливают, какому значению влаж-

ности при фактической скорости смещения соответствует значение коэффициента вязкости, рассчитанное по формулам (3) и (4).

Оценку устойчивости оползневого склона, определение величины оползневого давления и построение его эпюры в предельном состоянии выполняют на момент времени, когда скорость смещения достигнет минимальных значений. В качестве расчетных характеристик прочности грунта используют угол внутреннего трения и сцепление связности при расчетной влажности или диапазоне расчетных влажностей, которые устанавливают на основе построения зависимостей $\eta = f(V_0, W)$.

2.2.12. В тех случаях, когда склон не является оползневым (II вариант расчетной схемы), необходимо установить на основе инженерно-геологического анализа и количественной оценки устойчивости вероятную поверхность (зону) смещения, условия возможного проявления оползневых подвижек, а также условия предельного состояния для различных факторов (см.п.2.2.9) по прочности, ползучести и остаточной прочности. Для указанных условий с учетом предельного состояния определяют величину оползневого давления и строят его эпюру.

2.2.13. Наиболее опасными являются участки склона, на которых делювиальные или элювиальные отложения расположены на толще выветрелых размягчаемых скальных пород с крутым падением трещиноватых пластов в сторону склона, что характерно для районов Крыма, Карпат, Черноморского побережья Кавказа. При разработке расчетных схем таких участков необходимо учитывать: характер расположения земляного полотна на склонах или в их среде, возможность смещения делювиальных грунтов по выветрелым породам, возможность смещения выветрелых размягчаемых пород по внутренним межпластовым поверхностям (в результате

увлажнения этих пород и падения прочности на контактах напластований), вероятность смещения всей толщи по контакту выветрелой зоны с устойчивыми породами.

2.2.14. Для оценки устойчивости и последующего определения оползневого давления E_{on} рекомендуется использовать методы плоских поверхностей смещения (методы Маслова-Берера, Шахунянца, Чугаева и др.) в случае склоновых участков; методы, использующие круговые поверхности, когда необходимо определить величину оползневого давления от грунта насыпи на устойчивом склоне на поддерживающее сооружение. При проведении оценочных расчетов оползневые или склоновые массивы (в том числе с расположенным на их поверхности земляным полотном) разбивают на расчетные блоки.

2.2.15. В пределах каждого блока i расчетной схемы склона (откоса) расчетное значение оползневого давления $E_{on\,i}$ (Н/м) определяется как разность между сдвигающими и удерживающими силами, обусловленными трением и сцеплением грунта по соответствующему участку поверхности смещения:

$$E_{on\,i} = T_i - A_i \,, \qquad (5)$$

где T_i, A_i – сдвигающая и удерживающая силы в i-м блоке, Н/м.

2.2.16. В пределах любого расчетного вертикального сечения расчетной схемы склона (откоса), на которое условно действует расчетное оползневое давление, его необходимо определять исходя из условия, что на каждый последующий блок (считая сверху вниз) действует суммарная величина активных сдвигающих сил, которая складывается из суммы накопленного давления в i-м блоке и блоке, непосредственно примыкающем к расчетному сечению:

$$E_{оп.расч}=\sum_{1}^{i} E_{оп\,i}\ K \qquad (6)$$

или

$$E_{оп.расч}=\left[\sum_{1}^{i-1} E_{оп\,i}+(T_i-A_i)\right] K\ , \qquad (7)$$

где $E_{оп.расч}$ – расчетное оползневое давление, приходящееся на переднюю грань блока $(i+1)$, Н/м;

$\sum_{1}^{i} E_{оп\,i}$, $\sum_{1}^{i-1} E_{оп\,i}$ – накопленная величина оползневого давления, Н/м.

При использовании метода горизонтальных сил Маслова-Берера расчетное оползневое давление в каждом блоке определяют по формуле

$$E_{оп\,i}=\left[(\pm H_i)+W_{фi}\cos\beta_i\right]-A_i\ , \qquad (8)$$

где $\pm H_i$ – распор в каждом i-м блоке без учета сил трения и сцепления в грунте, Н/м;

$W_{фi}$ – фильтрационное давление в i-м блоке, Н/м;

β_i – угол наклона кривой депрессии в i-м блоке к горизонту, град.

2.2.17. При оценке степени устойчивости склона или откоса, полностью обводненного, вес расчетных блоков следует определять с учетом эффекта взвешивания.

При наличии фильтрационного давления расчетное оползневое давление в каждом блоке, расположенном на круглоцилиндрической поверхности, определяют по выражению

$$E_{оп\,i}=T_i-(P_{iв}\cos\alpha_i\ tg\varphi_w+C_w L_i)\ , \qquad (9)$$

где $P_{i\delta}$ – вес части грунтового блока, ограниченной кривой депрессии и поверхностью скольжения; определяется с учетом эффекта взвешивания, Н/м;

L_i – длина круглоцилиндрической поверхности скольжения в i-м блоке, м.

2.2.18. При смещении оползневого массива по плоской, не имеющей переломов поверхности скольжения расчетное оползневое давление с учетом фильтрационного давления $W_{\varphi i}$ и влияния напорных вод в каждом блоке следует определять по формуле

$$E_{on\,i} = (\gamma_w h_i \omega_i \sin\alpha_i + W_{\varphi i}) - [(\gamma_w h_i \omega_i \cos\alpha_i - \Delta_\delta h_z \omega_i) \operatorname{tg}\varphi_w + C_w L_i] , \qquad (10)$$

где h_i – средняя высота расчетного блока, м;

ω_i – площадь подошвы блока, $м^2$;

Δ_δ – удельный вес воды, $Н/м^3$;

h_z – уровень напорных вод в пределах блока, м.

При наличии фиксированных поверхностей смещения в формулах (9), (10) вместо C_w следует использовать значение Σ_w, а при определении вероятности развития деформаций ползучести по плоскости – значение структурного сцепления C_c.

2.2.19. Для наглядного представления об изменении расчетной величины оползневого давления по длине склона (откоса) и для нахождения давления в любой точке между границами расчетных блоков вычерчивают эпюру оползневого давления под расчетным сечением оползневого склона (откоса) на ее горизонтальной проекции. На основе анализа эпюры оползневого давления выбирают расчетное сечение (сечения) для заложения поддерживающих противооползневых конструкций и сооружений с учетом:

положения намеченного проектом места строительства поддерживающих сооружений;

условий регулирования рельефа склона (откоса);

возможного минимального значения оползневого давления.

2.2.20. По значениям оползневого давления, вычисленным для каждого расчетного сечения, где предполагается установить поддерживающие сооружения, по ширине оползня (по фронту) строят фронтальную эпюру оползневого давления (см. рис. 6, в). Такая эпюра необходима для дифференцированного определения числа удерживающих элементов в конструкции поддерживающего сооружения по ширине оползня.

2.3. Расчет свайных поддерживающих сооружений

2.3.1. Расчет свайных поддерживающих сооружений производят в такой последовательности:

оценивают возможность перемещения оползневого грунта через поддерживающее сооружение в вертикальной плоскости;

предварительно назначают геометрическую схему свайного поля по прочностным и реологическим показателям свойств оползневого грунта (пп.2.3.3–2.3.8) и по условиям прочности и устойчивости свай (пп.2.3.9–2.3.26);

составляют расчетную схему поддерживающего сооружения и в соответствии с пп.2.3.27–2.3.42 устанавливают расчетные значения внешних нагрузок на каждую сваю в составе поддерживающего сооружения;

производят расчет свай на совместное действие продольных и поперечных сил, распределенного оползневого давления и изгибающего момента /1/, на основе которого определяют внутренние силовые факторы, дейст-

вующие в различных по высоте свай сечениях, и уточняют глубину заложения свай в коренных породах;

производят расчет свай по прочности материала стволов в соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84 и СНиП 2.03.01-84;

определяют горизонтальные перемещения и углы поворота свай в уровне подошвы плиты ростверка в соответствии с п.2.3.31 настоящих Методических рекомендаций; при этом горизонтальное перемещение свай не должно превышать 2 см, а горизонтальное перемещение сечения свай в уровне расчетной поверхности скольжения - 1 см;

производят расчет свай по образованию и раскрытию трещин в соответствии с разд.3 СНиП 2.05.03-84 и разд.4 СНиП 2.03.01-84;

оценивают возможность, величину и скорость деформаций ползучести при обтекании поддерживающего сооружения оползневым грунтом в горизонтальной плоскости в соответствии с пп.2.3.56-2.3.61 настоящих Методических рекомендаций.

2.3.2. Оценку возможности перемещения оползневого грунта через поддерживающее сооружение в вертикальной плоскости производят следующим образом.

Из верхней точки А верховой грани поддерживающего сооружения, установленного в намеченном поперечном створе оползня (рис.7), проводят ряд лучей $АВ_1$, $АВ_2$, $АВ_3$, АВ, предполагая, что поверхность смещения призмы отпора - плоскость. Каждому из проведенных лучей соответствует своя призма отпора - $АВ_1Д_1$, $АВ_2Д_2$, $АВ_3Д_3$, АВД - и пассивный отпор E_o, действующий в плоскостях $В_1Д_1$, $В_2Д_2$, $В_3Д_3$, ВД. На эти же плоскости действует расчетное оползневое давление соответственно $E_{оп1}$, $E_{оп2}$, $E_{оп3}$, $E_{оп}$, определяемое по эпюре давления (см. рис.6).

Перемещение оползневого грунта через поддерживающее сооружение невозможно, если для самого неблаго-

приятного из рассматриваемых сечений $B_i Д_i$, для которого разность $(E_0 - E_{оп i})$ имеет минимальное значение, соблюдается условие

$$(E_0 - E_{оп i})_{min} \geqslant 0 \quad . \qquad (11)$$

Величину пассивного отпора E_0, действующего в сечениях $B_i Д_i$, определяют графическим методом (см. рис.7).

Силу трения и сцепления, действующую на поверхности смещения призмы отпора (см.рис.7), определяют по формуле

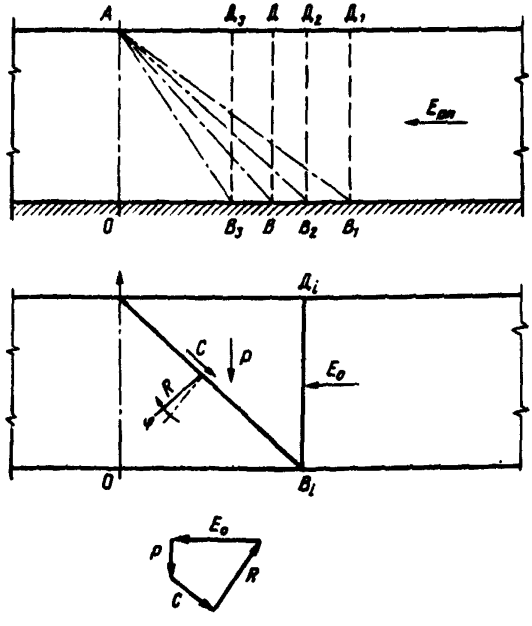

Рис.7. Схема для проверки свайного поддерживающего сооружения на возможность переползания через него оползневого грунта. АО – ось верхового ряда свай

$$C = N \operatorname{tg} \varphi'_w + C'_w AB \quad , \qquad (12)$$

где N – нормальная составляющая массы призмы пассивного отпора, Н/м;

φ'_w, C'_w – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения, град, и сцепления оползневого грунта, Па.

По найденным величинам и направлениям сил C, P и F (известно только направление) для призмы отпора строят многоугольник сил (см.рис.7), замыкающая сторона которого E_0 определяет величину пассивного отпора.

По полученным значениям пассивного отпора выбирают критическое сечение, для которого разность $(E_o - E_{oni})$ имеет минимальное значение, и затем проверяют выполнение условия (11). Если указанное условие не выполняется, то следует предусмотреть дополнительные мероприятия по уменьшению оползневого давления в створе установки поддерживающего сооружения (терасирование верховой части оползневого склона, понижение уровня грунтовых вод, устройство одного или нескольких нагорных поддерживающих сооружений и т.п.).

Предварительное назначение основных параметров геометрической схемы расположения свай в плане в зависимости от прочностных и реологических свойств оползневого грунта

2.3.3. При предварительном назначении основных параметров геометрической схемы расположения свай в плане должны быть соблюдены следующие условия:

предельное расстояние между сваями a_{max} (м) в ряду

$$a_{max} = D_{св} + H_{оп} tg\left(45° + \frac{\varphi'_w}{2}\right) tg\,\varphi'_w \;; \qquad (13)$$

минимально допустимое расстояние между сваями в ряду a_{min} (м)

$$a_{min} = 3\,D_{св} \;; \qquad (14)$$

минимально допустимое расстояние между рядами свай b_{min} (м)

$$b_{min} = 3\,D_{св} \;. \qquad (15)$$

2.3.4. Расчетное расстояние между осями свай в ряду a_p (м), определенное с учетом реологических свойств, при котором полностью исключены деформации ползучести оползневого массива, следует определять по выражению

$$a_p = \frac{a_{max}}{K_a}\, m \;, \qquad (16)$$

где K_a – коэффициент запаса;

m – поправочный множитель, учитывающий схему расположения свай в плане; $m = 1$ – для однорядных и многорядных сооружений с рядовым расположением свай в плане; $m = 2$ – для многорядных сооружений с шахматным расположением свай в плане.

2.3.5. Коэффициент запаса K_a рассчитывают по формуле

$$K_a = \frac{D_{св}\, K_{пр}\left[\frac{1}{2}\,\gamma'_w\, H_{оп}\left(H_{оп} + 2\frac{p_0}{\gamma'_w}\right)\lambda_n + 2\,C'_w\, H_{оп}\sqrt{\lambda_n}\right]}{p^{св}_{доп}\, l} \;, \qquad (17)$$

где $K_{пр}$ – коэффициент, учитывающий пространственный характер работы одиночной сваи;

$$K_{пр} = 1 + \frac{2\,tg\,(\varphi'/2)}{3 D_{св} \sqrt{\lambda_п}} H_{оп} \;;$$

φ' – эквивалентный угол внутреннего трения оползневого грунта, град;

$$\varphi' = \frac{\pi}{2} - \left| arctg \sqrt{tg(45° - \frac{\varphi'_w}{2}) \left[tg(45° - \frac{\varphi'_w}{2}) - \frac{4 C'_w}{\gamma'_w H_{оп}} \right]} \right| \;;$$

$\lambda_п$ – коэффициент пассивного давления;

$$\lambda_п = \frac{1}{(1 - \sqrt{z_п})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi'_w + \varepsilon_i)}{\cos^2 \varepsilon_i \sin \psi_п} \;;$$

$$z_п = \frac{\sin(\varphi'_w + \delta) \sin(\varphi'_w - \alpha)}{\sin \psi_п \sin(90° + \varepsilon_i + \alpha)} \;;$$

δ – угол трения на контакте оползневого грунта с боковой поверхностью сваи, град;

$$\delta \leq \frac{1}{3} \varphi'_w \;;$$

$$\psi_п = 90° - \varepsilon_i + \delta \;;$$

$$\alpha = -(\omega_i - \alpha_i) \;;$$

ω_i – угол наклона поверхности оползневого блока (рис.8), град;

α_i – угол поверхности скольжения в пределах i-го оползневого блока (см.рис.8), град;

ε_i – угол между вертикальной осью сваи и нормалью к поверхности скольжения i-го оползневого блока, в пределах которого расположено поддерживающее сооружение (см.рис.8), град; $\varepsilon_i = -\alpha_i$;

p_o – интенсивность равномерно распределенной нагрузки на поверхности оползневого блока, Па (см.рис.8);

$P^{св}_{gon}\eta$ – пороговая сила сопротивления одиночной сваи, Н.

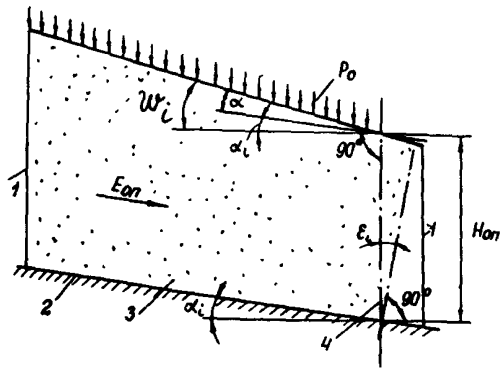

Рис.8. Схема к определению коэффициента запаса K_a: 1–границы оползневого блока; 2–поверхность скольжения оползня; 3–i-й оползневой блок, в пределах которого установлено противооползневое сооружение; 4–ось верхового ряда свай

2.3.6. Величину пороговой силы сопротивления одиночной сваи $P^{св}_{gon}\eta$ (Н) определяют по выражениям:

$$P^{св}_{gon}\eta = \frac{1}{2} K_0 \pi R_{св} H_{on} (\gamma'_w H_{on} tg \varphi'_w + C'_c) \quad ; \qquad (18)$$

$$P^{св}_{gon}\eta = 0{,}45 \frac{\pi \gamma'_w \left(D_{св} tg \varphi'_w + \frac{C'_c}{\gamma'_w tg \varphi'_w}\right)}{i tg \varphi'_w - \varphi'_w - \pi/2} D_{св} H_{on} \quad , \qquad (19)$$

где $R_{св}$ – радиус сечения сваи, м;

K_0 – коэффициент; $K_0 = 0{,}7$;

C'_c – жесткое структурное сцепление, Па; определяют методом сдвига "плашка по плашке".

Для расчета принимают меньшее из значений $P^{св}_{gon}\eta$, определенных по выражениям (18), (19).

2.3.7. В тех случаях, когда невозможно развитие оползневого процесса на участке склона выше бровки срыва закрепляемого оползня (при залегании в зоне

оползневого массива и несмещаемых пород прослоек пластичных глинистых грунтов ($\varphi_w=0$; $C_c=0$; $\Sigma_w\neq0$), при стадийном закреплении оползней с помощью многоярусных свайных поддерживающих сооружений расстояния между сваями в рядах следует назначать при допущении развития деформаций ползучести в определенных пределах. В отмеченных случаях коэффициент запаса K_a' при определении межосевого расстояния в рядах определяют по выражению

$$K_a' = \frac{D_{св} K_{пр}\left[\frac{1}{2}\gamma_w' H_{оп}\left(H_{оп}+2\frac{p}{\gamma_w'}\right)\lambda_п + 2 C_w'\sqrt{\lambda_п}\right]}{p_{gon}^{св}}, \qquad (20)$$

где $p_{gon}^{св}$ – допускаемая величина силы сопротивления одиночной сваи по грунту оползневого массива в условиях обеспеченной прочности ствола сваи и устойчивости грунта, окружающего ее заделанную часть, Н;

$$p_{gon}^{св} = \frac{1}{2} K_0 \pi R_{св} H_{оп}\left(\gamma_w' H_{оп} tg\,\varphi_w' + C_w'\right) ; \qquad (21)$$

$$p_{gon}^{св} = 0{,}45\,\frac{\pi\gamma_w'\left(D_{св} tg\,\varphi_w' + \frac{C_w'}{\gamma_w' tg\,\varphi_w'}\right)}{ctg\,\varphi_w' - \varphi_w' - \pi/2} D_{св} H_{оп} . \qquad (22)$$

Для дальнейших расчетов принимают меньшее из значений $p_{gon}^{св}$, полученных по формулам (21) - (22).

2.3.8. Межосевое расстояние, определенное по прочностным характеристикам грунта, a_η (м) при допущении развития деформаций ползучести определяют по выражению

$$a_\eta = \frac{a_{max}}{K_a'} m . \qquad (23)$$

Предварительное назначение основных параметров геометрической схемы поддерживающего сооружения из условия обеспечения устойчивости грунта, окружающего заделанную часть сваи, и прочности ее ствола

2.3.9. Конструктивную схему свайного поддерживающего сооружения разрабатывают с учетом пп. 1.6–1.8.

2.3.10. Задаваясь диаметром сваи $D_{св}$ и количеством рядов свай $n_р$, определяют условную ширину сваи $b_р$ (м) по формулам:

$$b_р = 0{,}9 K_1 (D_{св} + 1) \quad \text{при} \quad D_{св} > 0{,}8 \text{ м};$$

$$b_р = 0{,}9 (1{,}5 D_{св} + 0{,}5) \quad \text{при} \quad D_{св} \leq 0{,}8 \text{ м}. \qquad (24)$$

2.3.11. Определяют коэффициент K_1:

$$K_1 = \left[K_2 + \frac{(1 - K_2)\, b_{min}}{2(D_{св} + 1)} \right], \qquad (25)$$

где K_2 – коэффициент, определяемый в зависимости от принятого количества рядов свай в поддерживающем сооружении $n_р$: один ряд – $K_2 = 1$, два – $K_2 = 0{,}6$, три – $K_2 = 0{,}5$, четыре – $K_2 = 0{,}45$.

2.3.12. В соответствии с инженерно-геологическими условиями и видом несмещаемых коренных пород назначают коэффициент пропорциональности $K_п$ в соответствии с табл. 1.

2.3.13. Если в пределах глубины $h_к = 3{,}5\, D_{св} + 1{,}5$ (м), отсчитываемой от расчетной поверхности скольжения оползня, расположен один слой грунта, то расчетное значение коэффициента пропорциональности $K_п$ принимают равным значению, соответствующему этому грунту.

Таблица 1

Грунт, окружающий сваю, и его характеристика	Коэффициент пропорциональности K_n, МН/м^4, для свай	
	забивных	набивных, свай-оболочек, свай-столбов
Глины и суглинки текучепластичные ($0,75 < J_L \leq 1$)	0,65–2,5	0,5–2
Глины и суглинки мягкопластичные ($0,5 < J_L \leq 0,75$), супеси пластичные ($0 \leq J_L \leq 1$), пески пылеватые ($0,6 \leq \varepsilon \leq 0,8$)	2,5–5	2–4
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($J_L < 0$), пески мелкие ($0,6 \leq \varepsilon \leq 0,75$), пески мелкие средней плотности ($0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$)	5–8	4–60
Глины и суглинки твердые ($J_L < 0$), пески крупные ($0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$)	8–13	6–10
Пески гравелистые ($0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$), гравий и галька с песчаным заполнителем	–	10–20
Плотные суглинисто-щебенистые грунты с содержанием крупных включений более 40%	–	50–100

Продолжение табл. 1

Грунт, окружающий сваю, и его характеристика	Коэффициент пропорциональности $K_п$, МН/м^4, для свай	
	забивных	набивных, свай-оболочек, свай-столбов
Известняки, песчаники, аргиллиты, алевролиты	–	100–1000
Скальные породы (граниты, базальты, туфы)	–	1000–15000

Примечания: 1. Меньшие значения коэффициентов $K_п$ соответствуют более высоким значениям показателя консистенции J_L глинистых и коэффициента пористости ε песчаных грунтов, а большие значения $K_п$ – соответственно более низким значениям J_L и ε. Для грунтов с промежуточными значениями J_L и ε коэффициент $K_п$ определяют интерполяцией. Коэффициент $K_п$ для плотных песков должен приниматься на 30% выше табличных значений $K_п$ для данного вида грунта.

2. Для скальных грунтов коэффициент пропорциональности $K_п$ определяют в зависимости от степени выветрелости, т.е. меньшие значения $K_п$ – для более выветрелых пород; большие – для невыветрелых.

2.3.14. Если в пределах глубины $h_к$ расположено два или три слоя грунта, то приведенную величину коэффициента пропорциональности $K_п$ определяют соответственно по формулам:

два слоя:

$$K_п = \frac{K_{п1} h_1 (2h_к - h_1) + K_{п2} (h_к - h_1)^2}{h_к^2}; \qquad (26)$$

три слоя:

$$K_п = \frac{K_{п1} h_1 [2(h_3 + h_2) + h_1] + K_{п2} h_2 (2h_3 + h_2) + K_{п3} h_3^2}{h_к^2}, \qquad (27)$$

где h_1, h_2, h_3 – толщины соответственно первого (верхнего), второго и третьего слоев в пределах глубины $h_к$, м;

$K_{п1}, K_{п2}, K_{п3}$ – коэффициенты пропорциональности для грунтов соответственно первого, второго и третьего слоев, принимаемые по табл. 1.

2.3.15. Коэффициент деформации α_g (1/м) сваи в грунте, окружающем ее заделанную часть, вычисляют по формуле

$$\alpha_g = \sqrt[5]{\frac{K_п b_р}{EJ}}, \qquad (28)$$

где EJ – жесткость поперечного сечения сваи, кН·м^2.

2.3.16. Последовательно задаются значениями приведенной глубины заложения свай ниже расчетной поверхности скольжения оползня: $\bar{h}_1 = 2{,}6$; $\bar{h}_2 = 3$; $\bar{h}_3 = 3{,}5$; $\bar{h}_4 = 4$ – и для каждой из них определяют абсолютное значение глубины z (м), на которой подлежит проверке давление на грунт по боковой поверхности сваи:

$$z = \frac{0{,}85}{\alpha_g}. \qquad (29)$$

2.3.17. Для каждого значения приведенной глубины $\bar{h}_i$ определяют значения коэффициента ξ_i по формуле

$$\xi_i = 1{,}5 - 0{,}2\,\bar{h}_i. \qquad (30)$$

При $\bar{h}_4 = 4$ значение ξ_4 равно 0,7.

2.3.18. Исходя из прямоугольного характера эпюры оползневого давления и равенства расчетного и допускаемого давления, передаваемого боковой поверхностью сваи на грунт, определяют расстояние между осями свай в рядах $a_{п.у\,i}$ для каждого из значений $\bar{h}_i$:

$$a_{n.y\,i}=\left[\frac{1,2}{\cos\varphi_к}\left(\gamma_к\frac{0,85}{\alpha_g}\operatorname{tg}\varphi_к+0,3C_к\right)9\delta_p\left(\frac{0,85}{\alpha_g}\right)^2\right]\Big/\left\{\sum_i E_{оп.расч}\times\right.$$

$$\left.\times\left[\frac{4}{H_{оп}}\left(\frac{h_{ст}(H_{оп}-h_{ст}/2)+h_p(H_{оп}-h_{ст}-h_p/2)}{n_p}+\frac{(H_{оп}-h_{ст}-h_p)^2}{8m}\right)+\frac{8,5}{\alpha_g n_p}\right]\right\},\quad(31)$$

где $\gamma_к$ – удельный вес коренных пород, Н/м³;

$\varphi_к, C_к$ – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения, определенного с учетом сейсмичности, град, и сцепления, Па;

$h_{ст}$ – высота подпорной стенки, м;

h_p – толщина плиты ростверка, м.

Формула (31) применима также и в тех случаях, когда в конструктивной схеме поддерживающего сооружения не предусматривается устройство подпорной стены на плите ростверка.

2.3.19. Из числа вариантов $a_{n.y\,i}$ для дальнейшего расчета выбираются те, которые удовлетворяют условиям:

$$a_{n.y\,i}\geqslant 3D_{св};\quad a_{n.y\,i}<a_p;\quad \frac{a_{n.y\,i}}{a_p}=max;\quad(32)$$
$$a_p<a_{n.y\,i}<a_\eta.$$

2.3.20. Максимальный изгибающий момент M_{max} (Н·м), действующий в сечении сваи, расположенном ниже расчетной поверхности скольжения оползня, определяют по формуле

$$M_{max}=M_1+Q_1K_з/\alpha_g,\quad(33)$$

где M_1, Q_1 – изгибающий момент, Н·м, и горизонтальная сила, Н, в сечении сваи на уровне поверхности скольжения;

K_3 – коэффициент, значения которого принимают в зависимости от заданной приведенной глубины заложения сваи $\bar{h}_i$ в коренные породы: при $\bar{h}_i = 2{,}6$ $K_3 = 0{,}65$; при $\bar{h}_i = 3$ $K_3 = 0{,}7$; при $\bar{h}_i \geq 3{,}5$ $K_3 = 0{,}75$.

2.3.21. Изгибающий момент M_1, действующий в сечении сваи на уровне расчетной поверхности скольжения, определяют по выражению

$$M_1 = \frac{E_{оп.расч}\, a_{п.у\,i}}{H_{оп}} \left[\frac{h_{ст}\left(H_{оп} - \frac{h_{ст}}{2}\right) + h_р \left(H_{оп} - h_{ст} - \frac{h_р}{2}\right)}{n_р} + \right.$$

$$\left. + \frac{\left(H_{оп} - h_{ст} - h_р\right)^2}{8\,m} \right] . \qquad (34)$$

2.3.22. Горизонтальную силу Q_1, действующую в сечении сваи на уровне расчетной поверхности скольжения оползня, определяют по выражению

$$Q_1 = \frac{E_{оп.расч}\, a_{п.у\,i}}{H_{оп}} \left(\frac{h_{ст} + h_р}{n_р} + \frac{H_{оп} - h_{ст} - h_р}{m} \right) . \qquad (35)$$

2.3.23. По величине максимального момента M_{max} производят расчет армирования сечения сваи, расположенного ниже расчетной поверхности оползня, в соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84.

Максимальный процент армирования сечения сваи μ_a не должен превышать при этом 3%. Если же указанное условие не выполняется, то следует уменьшить расстояние $a_{п.у\,i}$ и заново произвести расчет в соответствии с пп.2.3.9–2.3.23.

2.3.24. После корректировки расстояния между осями свай в ряду $a_{п.у\,i}$ по прочности сечения на действие изгибающего момента проверяют соблюдение условий (32).

2.3.25. Если условия (32) не выполняются при максимальном значении процента армирования $\mu_a = 3\%$, то

необходимо рассмотреть либо вариант закрепления оползня многоярусными нагорными поддерживающими сооружениями, либо вариант заанкеривания свай грунтовыми анкерами.

2.3.26. При заложении нижних концов свай в скальные и полускальные коренные породы расстояние между осями свай в рядах по условию устойчивости грунта коренных пород $a^{ск}_{n.y\,i}$ следует определять по выражению

$$a^{ск}_{n.y\,i}=(0{,}1R_{сж}\ell_{ск\,i}H_{оп})/\Big\{4E_{оп.расч}\Big[1{,}5\Big(\frac{(h_{ст}+h_р)(H_{оп}-h_{ст}-h_р)}{n_р}+$$

$$+\frac{(h_{ст}+h_р)^2}{2n_р}+\frac{H_{оп}-h_{ст}-h_р}{8m}\Big)+1{,}5\Big(\frac{h_{ст}+h_р}{n_р}+\frac{H_{оп}-h_{ст}-h_р}{2m}\Big)\Delta h+$$

$$+\Big(\frac{h_{ст}+h_р}{n_р}+\frac{H_{оп}-h_{ст}-h_р}{2m}\Big)\ell_{ск\,i}\Big]\Big\}\,, \qquad (36)$$

где $R_{сж}$ – нормативное временное сопротивление скального грунта одноосному сжатию, Па;

$\Delta h=0$ – при заделке в магматические породы;

$\Delta h=\ell_{ск\,i/2}$ – при заделке в прочие скальные породы;

$\ell_{ск\,i}$ – расчетная глубина заложения свай в скальные коренные породы (назначается последовательно не менее трех значений).

Из числа полученных значений расстояния между осями свай в ряду $a^{ск}_{n.y\,i}$ для дальнейшего расчета принимаются те, которые удовлетворяют условиям (32).

Расчет свайных поддерживающих сооружений на прочность и устойчивость

2.3.27. Расчет свайного поддерживающего сооружения производят с использованием прямоугольной систе-

мы координат XOZ, начало которой принимают в точке O, лежащей на пересечении следа подошвы плиты ростверка и оси симметрии плиты. Ось X горизонтальна и направлена вправо; ось Z вертикальна и направлена вниз (рис.9).

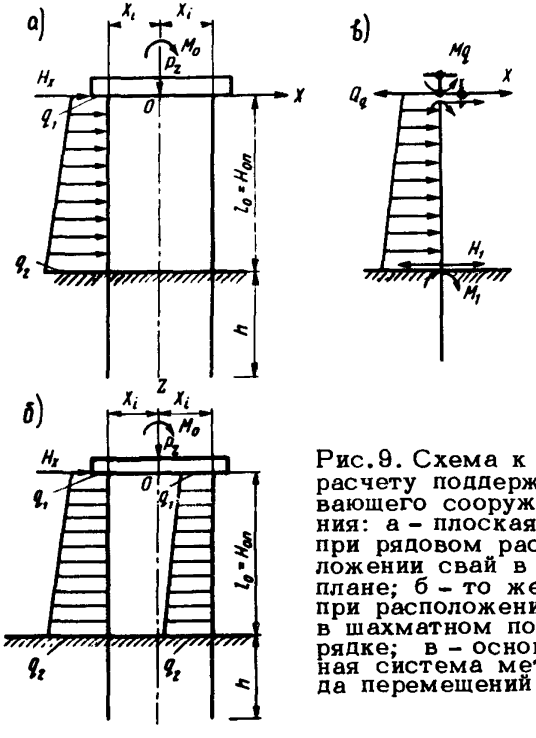

Рис.9. Схема к расчету поддерживающего сооружения: а – плоская при рядовом расположении свай в плане; б – то же, при расположении в шахматном порядке; в – основная система метода перемещений

2.3.28. Положение каждой i -й сваи на плоской схеме определяют координатой x_i ее головы и углом φ_i наклона оси сваи к вертикали (при наличии наклонных свай).

2.3.29. Все действующие на поддерживающее соору-

жение внешние нагрузки приводят к точке 0 и раскладывают на силы H_x и P_z, направленные соответственно вдоль осей X и Z, и момент M_0 относительно точки 0. Силы H_x и P_z положительны, если они совпадают с положительными направлениями осей X и Z, а момент M_0 положителен, когда он действует по направлению часовой стрелки.

2.3.30. Свайные поддерживающие сооружения рассчитывают методом перемещений; за неизвестные перемещения принимают поступательные смещения a и c точки 0 по направлению осей X и Z соответственно и угол β поворота плиты вокруг этой точки. Положительные направления перемещений a, c и угла β совпадают с положительными направлениями усилий соответственно H_x, P_z и M_0.

2.3.31. В общем случае несимметричной плоской схемы поддерживающего сооружения перемещения a, c и угол β определяют в результате решения системы канонических уравнений метода перемещений:

$$\begin{aligned} a r_{aa} + c r_{ac} + \beta r_{a\beta} - H_x &= (-Q_q \cos\varphi)\, m ; \\ a r_{ca} + c r_{cc} + \beta r_{c\beta} - P_z &= Q_q \sin\varphi\, m ; \\ a r_{\beta a} + c r_{\beta c} + \beta r_{\beta\beta} - M_0 &= (-M_q + x_i Q_q \sin\varphi)\, m , \end{aligned} \qquad (37)$$

где $m = 1$ – для многорядных сооружений при расположении свай в шахматном порядке и расстоянии между осями свай в ряду $a_{n.y\,i} \leq 3D_{св}$, а также при рядовом расположении свай;

$m = 2$ – для многорядных сооружений при расположении свай в шахматном порядке и расстоянии между осями свай в ряду $a_{n.y\,i} \geq 4D_{св}$;

φ – угол наклона свай к вертикали;

M_q, Q_q – соответственно изгибающий момент и поперечная сила, возникающие в верхнем поперечном сечении сваи (см.рис.9) от действия оползневого давления $E_{оп.расч}$ на основную систему метода перемещений.

Изгибающий момент M_q и поперечная сила Q_q положительны, когда голова верховой сваи в поддерживающем сооружении воздействует на плиту ростверка в направлениях соответственно против часовой стрелки и влево.

2.3.32. Принимая оползневое давление на сваи в поддерживающем сооружении меняющимся по линейному закону от значения q_1 (на уровне подошвы плиты) до значения q_2 (на уровне расчетной поверхности скольжения оползня), M_q и Q_q определяют в результате решения системы уравнений:

$$\frac{M_q H_{on}^2}{2!} + \frac{Q_q H_{on}^3}{3!} + \left(\frac{q_1}{4!} + \frac{q_2 - q_1}{5!}\right) H_{on}^4 = E_\delta J (M_1 \delta_{нм} + Q_1 \delta_{нн});$$

$$M_q H_{on} + \frac{Q_q H_{on}^2}{2!} + \left(\frac{q_1}{3!} + \frac{q_2 - q_1}{4!}\right) H_{on}^3 = -E_\delta J (M_1 \delta_{мм} + Q_1 \delta_{мн}); \quad (38)$$

$$M_q + Q_q H_{on} + \left(\frac{q_1}{2!} + \frac{q_2 - q_1}{3!}\right) H_{on}^2 = M_1;$$

$$Q_q + \left(q_1 + \frac{q_2 - q_1}{2!}\right) \ell_0 = Q_1,$$

где M_1 и Q_1 – неизвестные значения соответственно изгибающего момента и поперечной силы, возникающие в сечении сваи на уровне расчетной поверхности скольжения от действия оползневого давления $E_{оп.расч}$ с ординатами эпюры q_1 и q_2 на основную систему метода перемещений (см. рис. 9, б).

При расчете M_q и Q_q следует принимать q_1 и q_2 положительными, если они направлены вправо.

2.3.33. Численные значения ординаты эпюры оползневого давления q_2 (Н) рассчитывают по выражению

$$q_2 = \frac{2 E_{оп.расч}\ \alpha_{n,\gamma i}}{H_{on}}. \quad (39)$$

Численное значение ординаты эпюры отпорного давления q_i устанавливают по линейной интерполяции.

2.3.34. Коэффициент деформации сваи α_g рассчитывают по выражению

$$\alpha_g = \sqrt[5]{\frac{K_n b_p}{E_\delta J}}, \qquad (40)$$

где b_p – условная ширина сваи, м (см. п.2.3.10, формулу (24));

E_δ – расчетный модуль упругости бетона сваи при сжатии и растяжении, Па; $E_\delta = 0{,}85 E_{\delta.н}$;

$E_{\delta.н}$ – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, принимаемый в соответствии со СНиП 2.05.03-84, Па;

J – момент инерции поперечного сечения сваи, $м^4$;

$$J = \frac{\pi D_{св}^4}{64}.$$

2.3.35. При принятой величине приведенной глубины заложения сваи $\bar{h}_i$ (см. п.2.3.16) и с учетом конкретных инженерно-геологических условий определяют единичные перемещения сечения сваи в уровне поверхности скольжения $\delta_{нн}$ (м/Н), $\delta_{мн} = \delta_{нм}$ (1/Н), $\delta_{мм}$ (1/(Н·м)) от единичных усилий, приложенных в том же уровне, по выражениям:

$$\delta_{нн} = \frac{1}{\alpha_g^3 E_\delta J} A_0; \quad \delta_{мн} = \delta_{нм} = \frac{1}{\alpha_g^2 E_\delta J} B_0; \qquad (41)$$

$$\delta_{мм} = \frac{1}{\alpha_g E_\delta J} C_0,$$

где A_0, B_0, C_0 – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 4(2) /1/.

2.3.36. Горизонтальные смещения и угол поворота сваи (со свободным верхним концом) в уровне подошвы ростверка δ_1 (м/Н), δ_2 (1/(Н·м)), δ_3 (1/Н) от единичной горизонтальной силы и единичного изгибающего момента, приложенных в том же уровне, рассчитывают по формулам:

$$\delta_1 = \frac{\ell_0^3}{3E_\delta J} + \delta_{мм}\ell_0^2 + 2\delta_{мн}\ell_0 + \delta_{нн};$$

$$\delta_2 = \frac{\ell_0}{E_\delta J} + \delta_{мм}; \qquad (42)$$

$$\delta_3 = \frac{\ell_0^2}{2E_\delta J} + \delta_{мм}\ell_0 + \delta_{мн},$$

где ℓ_0 – длина участка сваи от подошвы плиты ростверка до поверхности скольжения, м.

2.3.37. Характеристики жесткости сваи ρ (Н/м), ρ_1 (Н/м), ρ_2 (Н/м), ρ_3 (Н), ρ_4 (Н·м), представляющие собой силы и моменты, передаваемые от сваи на ростверк при его единичных перемещениях вдоль и поперек оси сваи, а также при его единичном повороте, определяют по формулам:

$$\rho_0 = \rho_1 - \rho_2; \qquad \rho_1 = \frac{E_\delta F_c}{\ell_N}; \qquad \rho_2 = \frac{\delta_2}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2};$$

$$\rho_3 = \frac{\delta_3}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2}; \qquad \rho_4 = \frac{\delta_1}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2}, \qquad (43)$$

где $E_\delta F_c$ – жесткость поперечного сечения сваи при сжатии, Н;

ℓ_N – длина сжатия сваи, м;

при опирании свай на скалу

$$\ell_N = \ell_0 + \ell;$$

при опирании свай на нескальный грунт

$$\ell_N = \ell_0 + \ell + \frac{E_\delta F_c}{C_п F_п};$$

F_c – площадь сечения сваи, м^2;

$$F_c = \frac{\pi D_{св}^2}{4};$$

l – фактическая глубина заделки сваи в коренные породы, м;

$C_п$ – коэффициент постели грунта под подошвой сваи, Н/м^3; принимается $C_п \geqslant 50 K_п / D_{св}$;

$F_п$ – площадь подошвы сваи, определяемая по расчетному диаметру ствола, м^2.

2.3.38. Коэффициенты канонических уравнений определяют по формулам:

$$\begin{aligned}
r_{aa} &= \rho_0 \Sigma \sin^2 \varphi_i + n_p \rho_2; \\
r_{ac} &= r_{ca} = \rho_0 \Sigma \sin \varphi_i \cos \varphi_i; \\
r_{a\beta} &= r_{\beta a} = \rho_0 \Sigma x_i \sin \varphi_i \cos \varphi_i - \rho_3 \Sigma \cos \varphi_i; \\
r_{cc} &= \rho_0 \Sigma \cos^2 \varphi_i + n_p \rho_2; \\
r_{c\beta} &= r_{\beta c} = \rho_0 \Sigma x_i \cos^2 \varphi_i + \rho_2 \Sigma x_i + \rho_3 \Sigma \sin \varphi_i; \\
r_{\beta\beta} &= \rho_0 \Sigma x_i^2 \cos^2 \varphi_i + \rho_2 \Sigma x_i^2 + 2\rho_3 \Sigma \sin \varphi_i + n_p \rho_4.
\end{aligned} \qquad (44)$$

При этом сопротивление грунта, окружающего плиту фундамента, не учитывают как для случая верховых, так и низовых поддерживающих сооружений.

2.3.39. Продольную силу N_i (Н), поперечную силу Q_i(Н) и изгибающий момент M_i (Н·м), действующие со стороны плиты на голову каждой сваи, определяют по формулам:

$$\begin{aligned}
N_i &= \rho_1 [\alpha \sin \varphi_i + (c + x_i \beta) \cos \varphi_i]; \\
Q_i &= \rho_2 [\alpha \cos \varphi_i - (c + x_i \beta) \sin \varphi_i] - \rho_3 \beta + Q_q m; \\
M_i &= \rho_4 \beta - \rho_3 [\alpha \cos \varphi_i - (c + x_i \beta) \sin \varphi_i] + M_q m.
\end{aligned} \qquad (45)$$

2.3.40. Внутренние усилия в поперечных сечениях сваи и давления, передаваемые их боковой поверхностью на грунт, окружающий заделанную часть свай, определяют как для вертикальных свай от усилий N_i, Q_i и M_i, приложенных к их головам, так и от распределенного оползневого давления $E_{оп.расч}$. При этом расчет свай следует производить в соответствии с приложением к СНиП II-17-77 и /1/.

2.3.41. Если в результате проведенного расчета окажется, что для какой-либо из свай в поддерживающем сооружении при принятых геометрических параметрах не выполняется условие устойчивости грунта, окружающего заделанную часть сваи, то расчет следует повторить, уменьшив величину межосевого расстояния $a_{п.у i}$ при соблюдении условий (2.32).

2.3.42. По найденным значениям внутренних силовых факторов в сечениях свай производят расчет их прочности, армирования, а также расчеты по образованию и раскрытию трещин.

Расчет свайных поддерживающих сооружений, заанкеренных грунтовыми анкерами

2.3.43. Расчет свайных поддерживающих сооружений, заанкеренных грунтовыми анкерами в уровне низа плиты ростверка, проводят в той же последовательности, что и расчет обычных свайных поддерживающих сооружений. Отличие заключается в том, что при расчете заанкеренных поддерживающих сооружений в плоскую расчетную схему вводят общее анкерное усилие $\Omega_{общ}$, приложенное в уровне низа плиты ростверка, величиной которого предварительно задаются и с учетом которого определяется система внешних усилий на поддерживающее сооружение. Дальнейший расчет в этом случае состоит из определения параметров собственно грунто-

вого анкера - длины заделки нижнего анкера, подбора и расчета сечения анкерной тяги.

Такую схему расчета следует применять при проектировании откосных свайных поддерживающих сооружений, когда плита ростверка является одновременно и фундаментом подпорной стены. Сущность заанкерива - ния в рассматриваемом случае сводится к снижению значений изгибающего момента и горизонтальной силы, действующих в уровне поверхности скольжения оползня на заделанную в коренные породы часть сваи.

2.3.44. Наиболее эффективны заанкеренные верховые свайные поддерживающие сооружения, особенно в тех случаях, когда верховой откос выемки располагается в пределах устойчивого (контрфорсного) грунтового блока.

2.3.45. Расчет верховых заанкеренных поддерживающих сооружений проводят в такой последовательности:

задаваясь диаметром сваи $D_{св}$, модулем упругости бетона и глубиной заделки сваи в коренные породы, по формулам (38) определяют величину поперечной силы Q_q (см.рис.9) как для балки с одним защемленным и другим неподвижно опертым концом. При этом относительная глубина заделки сваи $\bar{h}$ не должна превышать 2,6;

задаваясь диаметром сваи $D_{св}$ и принимая обеспеченными устойчивость грунта, окружающего заделанную часть сваи, и прочность ее по материалу, по формуле (16) вычисляют максимальное расстояние между сваями в ряду a_p как для однорядной конструкции;

по расстоянию a_p определяют расчетное оползневое давление на одиночную сваю и ординаты ее в уровнях низа плиты ростверка q_{y1} и расчетной поверхности скольжения q_{y2} по формуле (39);

по величине поперечной силы Q_q и угла наклона анкерных тяг к вертикали $\beta_т$ рассчитывают общее анкерное усилие:

$$\Omega_{общ}=\left(\frac{Q_q}{a_p}B\right)/\sin\beta_т \ , \qquad (46)$$

где B - ширина оползня, м.

Далее устанавливают необходимое количество анкеров в поддерживающем сооружении и расстояние между ними по оси сооружения, свободную длину анкеров и потери предварительного напряжения, требуемое усилие предварительного натяжения анкера с учетом потерь, параметры нижней анкерной заделки, необходимую толщину плиты ростверка из условия на продавливание. Расчет заканчивают определением внутренних усилий в сечениях свай.

2.3.46. На основании полученного значения общего анкерного усилия $\Omega_{общ}$ и требований ВСН 98-74 назначают конструкцию анкерной тяги и расчетное усилие ее предварительного натяжения Ω_p, которое не должно превышать расчетного сопротивления напрягаемой арматуры в стадии эксплуатации, установленного СНиП 2.05.03-84 и ВСН 71-70. При этом следует учитывать, что для заанкеривания свайных поддерживающих сооружений наиболее целесообразно использовать стержневую винтовую термоупрочненную сталь диаметром 36 мм (ТУ-14-2-686-86) или семипроволочные канаты К-7 (ГОСТ 13840-68) диаметром 15 мм (табл.2).

2.3.47. Необходимое количество анкеров выбранного типа N_a в заанкеренном поддерживающем сооружении определяют по формуле

$$N_a=\frac{\Omega_{общ}}{\Omega_p} \ . \qquad (47)$$

2.3.48. Для оценки потерь предварительного напряжения определяют свободную длину анкерной тяги ℓ_a (м) по формуле

$$\ell_a=\frac{\ell_0}{\cos\beta_т(tg\alpha+tg\beta_т)}+\ell_1 \ , \qquad (48)$$

Таблица 2

Тип арматуры анкера	Сопротивление арматуры растяжению, кН		
	предельное	расчетное	максимально допустимое для предварительного натяжения
Семипроволочный канат (пряди) К-7 диаметром 15 мм:			
7 прядей	1650	1150	1300
12 прядей	2850	2000	2300
19 прядей	4500	4150	3600
Винтовая термоупрочненная сталь Ø 36 мм:			
1 стержень	960	600	800
2 стержня	1960	1400	1600
3 стержня	2940	2100	2400

где ℓ_1 – свободная длина анкерной тяги в пределах плиты ростверка, м.

2.3.49. При назначенных величинах расчетного усилия предварительного натяжения анкерной тяги Ω_p, диаметра сваи $D_{св}$ и глубины ее заделки в коренные породы ℓ определяют требуемое усилие натяжения анкерной тяги $\Omega_т$ с учетом горизонтального перемещения сваи $\Delta_г$ от горизонтальной составляющей Ω_p /1/, приходящейся на одиночную сваю, и деформативных свойств материала анкерной тяги по формуле

$$\Omega_т = \Omega_p \left(1 + \frac{\Delta_г \cos\beta_т}{\ell_a} E_a F_a\right), \qquad (49)$$

где E_a – модуль упругости арматуры, МПа;
$\mathcal{F}_a$ – площадь сечения арматуры анкерной тяги, м2.

В соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84, ВСН 98-74 и с учетом требований СНиП 2.03.01-84 определяют суммарную величину потерь предварительного натяжения от релаксации напряжений в арматуре и деформации колодки крепления анкера к плите ростверка:

$$\Omega' = \Omega_p \left(0{,}27 \frac{\Omega_p}{R_{a_{II}} \mathcal{F}_a} - 0{,}1\right) + \frac{2 E_a \mathcal{F}_a}{100 \ell_a} , \qquad (50)$$

где $R_{a_{II}}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа.

2.3.50. Суммарную величину потерь при проектировании заанкеренных поддерживающих сооружений следует принимать не менее 100 МПа. При этом общее (с учетом потерь) предварительное усилие натяжения анкерной тяги не должно превышать предельного значения, установленного по СНиП 2.05.03-84 и ВСН 71-70 для стадии создания предварительного натяжения:

$$\Omega'_T = \Omega_T + \Omega' \leq 0{,}8 R_{a_{II}} \mathcal{F}_a . \qquad (51)$$

2.3.51. Расчет плиты ростверка заанкеренных поддерживающих сооружений должен включать ее проверку на продавливание от действия силы Ω'_T, которая принимается равномерно распределенной по ограниченной площади, определяемой установленными ВСН 98-74 размерами колодки крепления, из условия

$$\Omega'_T \leq f R_p b_{cp} h_o \qquad (52)$$

или в случае установки в плитах поперечной арматуры

$$\Omega'_T \leq 1{,}4 f R_p b_{cp} h_o ; \qquad (53)$$

$$\Omega'_т \leq R_{ax} \mathcal{F}_{xp} \ , \qquad (54)$$

где $f = 1$ – коэффициент;

R_p – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, назначаемое по СНиП 2.03.01–84, МПа;

$b_{ср}$ – среднеарифметическое параметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты h_o сечения ростверка, м;

R_{ax} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению при расчете сечений, наклоненных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы, МПа;

$\mathcal{F}_{xp}$ – суммарная площадь поперечной арматуры, пересекающей боковые грани пирамиды продавливания, м^2.

Если условия (52) – (54) не выполняются, то следует снизить расчетную несущую способность анкеров, увеличив их общее количество в сооружении, произвести перерасчет усилия предварительного напряжения анкерной тяги или предусмотреть утолщение плиты ростверка в месте установки анкеров.

2.3.52. Расчет глубины заделки нижнего анкера z_a в случае уширения нижней части скважины следует производить по условию

$$\Omega'_т f_1 = \pi R^2 [A_1 C_{ку} + \gamma_{ср} (H_{оп} + z_a)] + 2\pi r z'' [\gamma_к (H_{оп} + \frac{z''}{2}) \xi_1 tg \varphi'_к + C'_к] \ , \qquad (55)$$

где f_1 – коэффициент, учитывающий неоднородность грунтов коренных пород; $f_1 = 1,2$;

R – радиус уширения, м;

A_1 – параметр; $A_1 = \dfrac{2}{\cos \varphi_к - (1 - \sin \varphi_к) tg \varphi_к}$;

$C_{к.у}$ – сцепление грунта в зоне под уширенной частью скважины, Па;

$\gamma_{ср}$ – средний удельный вес грунта, Н/м^3;

r – радиус скважины, м;

$$\xi_1 = tg^2(45° - \frac{\varphi_к}{2}) ;$$

$$z'' = z_a - \frac{R}{tg(45° - \frac{\varphi_к}{2})} ;$$

$\varphi'_к, C'_к$ – соответственно угол трения, град, и сцепление, Па, на контакте грунта с поверхностью свайной части анкерной заделки.

2.3.53. Если закрепление нижнего анкера происходит лишь в результате трения грунта по поверхности свайной заделки, образованной при твердении цементно-песчаного раствора, залитого в скважину до поверхности скольжения оползня, глубину заделки z_a следует рассчитывать по формуле

$$z_a = \frac{-T \pm (T^2 + 4 Q \Omega'_т f_1)^{1/2}}{2Q} , \qquad (56)$$

где T, Q – параметры квадратного уравнения связи глубины свайной заделки анкера с силами трения и сцепления по контакту заделка – коренные породы;

$$T = 2\pi r (\gamma_{ср} \xi_1 tg \varphi'_к H_{оп} \cos\beta_т + C'_к) ;$$

$$Q = \pi r \gamma_{ср} \xi_1 tg \varphi_к .$$

Если для закрепления нижнего анкера используют цементный раствор, нагнетаемый под давлением, значение r следует принимать равным среднему радиусу закрепления.

2.3.54. Внутренние усилия в сечениях свай в заанкеренных поддерживающих сооружениях определяют для стадии натяжения анкеров от внешнего анкерного усилия (горизонтальной составляющей), а для стадии эксплуатации - от оползневого давления.

2.3.55. Если при расчете прочности сваи в поддерживающем сооружении по материалу окажется, что изгибающий момент от внешних усилий в том или ином сечении превышает момент внутренних сил при максимальном проценте армирования сечения μ_{α} =3%, то необходимо при неизменном параметре β поддерживающего сооружения уменьшить параметр α, а затем произвести полный расчет сооружения с корректировкой глубины заделки свай в коренные породы.

Если полученная величина параметра α окажется меньше оговоренной в п.2.3.19, то наиболее целесообразно в этом случае применить для армирования верховой сваи жесткую арматуру из профильной стали. При этом расчет прочности сечения верховой сваи следует производить в соответствии с требованиями Руководства /2/.

Оценка величины и скорости смещения оползневого массива при допущении развития деформаций ползучести на контакте оползневой грунт-свая

2.3.56. Данный расчет следует производить в тех случаях, когда расстояние между осями свай в ряду $\alpha_{n.yi}$, откорректированное в результате расчета свайного поддерживающего сооружения по первому предельному состоянию, находится в пределах

$$\alpha_p < \alpha_{n.yi} < \alpha_{\eta}.$$

2.3.57. Значения абсолютного смещения оползневого

склона λ_{t_i}, развивающегося во времени, начиная с момента ввода поддерживающего сооружения в эксплуатацию, следует определять по выражению

$$\lambda_{t_i} = \frac{E_{оп\,расч}\, a_{n.y\,i}\, -\rho^{св}_{доп\,2}}{D_{об}\, H_{оп}} \left\{ \frac{t_i}{\eta_к} + \frac{1}{\mu_1 \eta_к} \ln \frac{\left[\eta_к - (\eta_к - \eta_0)\, e^{-\mu_1 t_i}\right]}{\eta_0} \right\},$$

где t_i – время, сут (год);

$\eta_к$ – коэффициент вязкости оползневого грунта, определяемый по методике, изложенной в работах /3, 4/;

η_0 – начальный коэффициент вязкости, Па·сут (Па·год);

e – основание натуральных логарифмов;

μ_1 – коэффициент, определяемый экспериментально.

2.3.58. Для ориентировочных расчетов коэффициент вязкости $\eta_к$ глинистых грунтов следует назначать в соответствии с табл. 3.

Таблица 3

Консистенция грунта	Показатель консистенции	$\eta_к$, Па·с
Текучепластичная	0,75–1,00	$a(10^9 \div 10^{10})$
Легкопластичная	0,50–0,75	$a(10^{10} \div 10^{11})$
Пластичная	–	$a(10^{11} \div 10^{12})$
Тугопластичная	0,25–0,50	$a(10^{12} \div 10^{13})$
Полутвердая	0–0,25	$a(10^{13} \div 10^{14})$
Твердая	0	$a(10^{14} \div 10^{15})$

Примечание. При переходе от указанных в табл. 3 единиц измерения коэффициента вязкости Па·с к Па·сут (Па·год) следует использовать переходные коэффициенты соответственно $K_t = 8{,}64 \cdot 10^{-4}$ и $K_t = 3{,}15 \cdot 10^{-7}$.

2.3.59. Начальный коэффициент вязкости η_0 следует назначать по графику зависимости коэффициента вязкости η от соотношения $\frac{P_i}{P_{пор}}$ (рис. 10), построенному по результатам экспериментального определения по методике /3, 4/. При этом по оси абсцисс на данном графике необходимо отложить величину отношения

$$S = \frac{E_{оп.расч}\ a_{n.y\,i}}{P^{св}_{доп\,\eta}}$$

и за величину η_0 принять соответствующее ему значение.

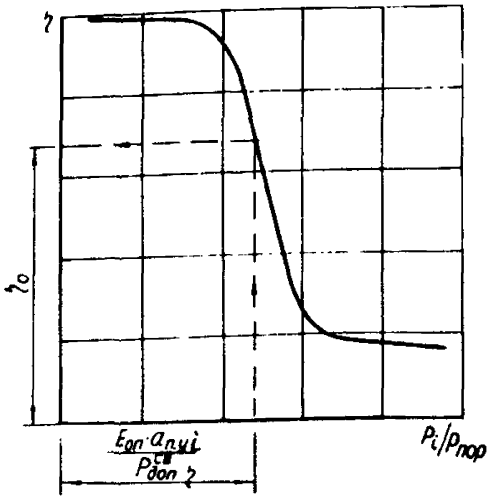

Рис. 10. Зависимость коэффициента вязкости от соотношения $P_i/P_{пор}$: P_i – переменная нагрузка на сферический штамп; $P_{пор}$ – пороговая нагрузка на сферический штамп

2.3.60. Скорость оползневого смещения V_{t_i} (см/сут, см/год) на тот или иной момент времени t_i после ввода подпирающего сооружения в эксплуатацию определяют по выражению

$$V_{t_i} = \frac{\lambda_{t_i} - \lambda_{t_{i-1}}}{t_i - t_{i-1}}\ , \qquad (58)$$

где λ_{t_i}, $\lambda_{t_{i-1}}$ – абсолютное смещение оползневого склона, соответствующее моментам времени t_i и t_{i-1}, см; $t_i - t_{i-1} = 1$ сут.

3. Устройство свайных поддерживающих сооружений

3.1. Работы по устройству буронабивных свай следует начинать при наличии проекта производства работ, полного комплекта технологического оборудования и материалов.

Проект производства работ по строительству свайного поддерживающего сооружения должен удовлетворять требованиям технологии изготовления буронабивных свай и правил их приемки /3,5/.

3.2. При устройстве свайных поддерживающих сооружений, заанкеренных грунтовыми анкерами, порядок производства работ по изготовлению анкерных тяг, натяжению, контролю натяжения и анкеровке арматурных пучков анкерных тяг принимают в соответствии с указаниями ВСН 98-74. Кроме того, должны соблюдаться требования по технологии сооружения анкеров /6/.

3.3. Технологическая схема устройства свайных поддерживающих сооружений включает следующие операции:

подготовительные работы (устройство временных объездов, поверхностного водоотвода, вынос проекта в натуру, организация строительной площадки, устройство подготовки из тощего бетона и т.п.);

изготовление буронабивных свай;

устройство железобетонной плиты ростверка;

сооружение подпорной стены из монолитного бетона (если таковая предусмотрена конструктивной схемой);

устройство "одевающей" стены из монолитного бетона с последующей облицовкой.

Технологическая схема устройства заанкеренных поддерживающих сооружений кроме перечисленных операций, включает:

бурение анкерных скважин на расчетную глубину и с заданным углом наклона (производится после бетонирования плиты ростверка, установки в нем направляющих труб и стальных распределительных плит и набора бетоном плиты 70% прочности);

введение в скважину пучка высокопрочной проволоки или стержневой арматуры с нижним анкером;

закрепление нижнего анкера в скважине цементопесчаным раствором;

заполнение верхней части анкерной скважины битумной мастикой;

установку обоймы верхнего анкера;

установку гидродомкрата и натяжение анкерной тяги с закреплением ее в верхнем анкере;

снятие гидродомкрата и обрезку арматуры;

изоляцию верхнего анкерного закрепления от атмосферных воздействий.

При этом устраивать заанкеренные поддерживающие сооружения следует в период временной стабилизации оползневого склона. Устройство грунтовых анкеров, кроме того, должно быть полностью завершено до начала работ по возведению земляного полотна.

3.4. Работы по устройству обычных свайных поддерживающих сооружений можно выполнять как на малоактивных оползнях, так и на активных.

Закрепление малоактивных оползней (смещение со скоростью 1-2 см/сут) следует начинать сначала на устойчивых участках, что обеспечивает достижение эффекта самоторможения. Закрепление же активного оползня может быть начато с наиболее активного участка; при этом используется эффект временного укрепления оползня. Далее закрепительные работы следует производить на наиболее устойчивых участках.

3.5. При возведении "одевающих" стен верховых свайных поддерживающих сооружений их облицовку целесообразно устраивать из сборных железобетонных

плит, закрепленных в нижней части стены в фундаментах стаканного типа. Объединение плит между собой по контуру может быть осуществлено с помощью электросварки или металлических штырей. Если расстояние между сваями в верховом противооползневом сооружении определено при условии допущения развития деформаций ползучести на контакте оползневой грунт - свая, то между тыльной поверхностью "оде - вающей" стены и вертикальной поверхностью оползневого блока должен быть предусмотрен зазор. Величину зазора определяют по формуле (57) на момент времени t_i, когда скорость ползучести v_{ti} достигнет нулевого значения. Может быть также предусмотрено устройство компенсаторов из легкосжимаемого материала.

3.6. Бетонирование скважин следует осуществлять методом вертикально перемещающейся трубы. При этом подвижность литой бетонной смеси, характеризуемая осадкой конуса (ОК) и измеренная непосредственно перед укладкой смеси в скважину, в период установившегося процесса бетонирования должна быть 15-18 см.

3.7. Для уменьшения водопотребности литой бетонной смеси и расхода цемента следует применять комплексную химическую добавку.

3.8. Марка по прочности бетона из литых смесей с комплексной пластифицирующей добавкой, включающей суперпластификатор, для изготовления буронабивных свай назначается на стадии проектирования. Исходя из требуемой марки бетона, в лаборатории выполняют подбор состава бетонной смеси.

3.9. Литая бетонная смесь должна быть однородной, не иметь видимых признаков расслоения, а водоотделение, определяемое по ГОСТ 10181.4-81, должно составлять 1-2%, что обеспечивается правильным подбором состава. Коэффициент раздвижки щебня раствором следует принимать в зависимости от крупности песков:

1,5-1,7 - для мелких песков с модулем крупности от 1,4 до 2;

1,8-1,9 - для песков средней крупности с модулем крупности 2-2,5;

2-2,2 - для крупных песков с модулем крупности 2,5.

3.10. Для приготовления бетона из литых смесей следует применять портландцемент марок 400 и 500, отвечающий требованиям ГОСТ 10178-85. Расход цемента назначается в зависимости от его марки и требуемой подвижности исходной бетонной смеси согласно СНиП 5.01.23-83.

Мелкий заполнитель должен соответствовать требованиям ГОСТ 10268-80.

В качестве крупного заполнителя следует приме - нять щебень, щебень из гравия и гравий крупностью дс 40 мм, отвечающие требованиям ГОСТ 10268-80.

3.11. Вода для затворения бетонной смеси должна соответствовать требованиям ГОСТ 23732-79.

3.12. В качестве пластифицирующей рекомендуется добавка ЛСТ марки Е, отвечающая требованиям ОСТ 13-183-83 Минлесбумпрома "Лигносульфонаты технические". Разрешается использовать ЛСТ других марок при содержании в них редуцирующих веществ до 12%. Наряду с добавкой ЛСТ можно использовать также пластифицирующе-воздухововлекающую добавку ЩСПК, отвечающую требованиям ТУ 113-03-488-84 Минудобрений СССР.

3.13. Суперпластификатор НФ должен соответство - вать ГОСТ 6848-79.

3.14. Добавка-суперпластификатор С-3 должна отвечать требованиям ТУ 6-14-625-80 Минхимпрома "Раз - жижитель С-3" с изменением № 1.

3.15. Состав бетона из литой смеси с комплексной химической добавкой для буронабивных свай следует подбирать расчетно-экспериментальным методом в два этапа.

3.16. На первом этапе необходимо установить со -

став исходной бетонной смеси с добавкой ЛСТ в соответствии с Руководством /7/ и следующими указаниями:

подвижность исходной бетонной смеси непосредственно перед введением добавки-суперпластификатора должна находиться в пределах 2-4 см ОК;

коэффициент раздвижки щебня раствором назначается в зависимости от крупности песка;

количество добавки ЛСТ назначается 0,2% массы цемента (в расчете на сухое вещество).

При подборе состава исходной смеси следует учитывать, что часть воды затворения будет введена в смесь на втором этапе (в момент приготовления литой смеси) в составе рабочего раствора добавки-суперпластификатора.

3.17. На втором этапе через 10-60 мин после приготовления лабораторного замеса уточненного состава (в зависимости от предполагаемого времени транспортирования) вводят добавку НФ (С-3) в количестве 0,2-1% массы цемента (в пересчете на сухое вещество) и смесь перемешивают. Оптимальная дозировка этой добавки определяется пробными замесами с интервалом 0,1-0,2% при условии, что подвижность смеси должна соответствовать литой консистенции: иметь осадку конуса ОК через 5 мин после перемешивания не менее 15 см, а водоотделение (по ГОСТ 10181.4-81) - не более 2%.

3.18. Количество вводимой добавки НФ (С-3) в значительной мере зависит от минералогического и вещественного составов цемента: так, при применении портландцементов с активными минеральными добавками осадочного происхождения дозировка НФ (С-3) больше, чем при использовании цементов без добавок. Дозировка суперпластификаторов увеличивается также с повышением содержания C_3A в цементном клинкере.

3.19. Контрольные образцы-кубы из литой бетонной

смеси для определения прочности формуют без вибрации в соответствии с ГОСТ 10180-78.

3.20. Технология приготовления литой бетонной смеси с комплексной пластифицирующей добавкой, предусматривающая использование автобетоносмесителей, включает два этапа: приготовление на ЦБЗ исходной малоподвижной смеси с добавкой ЛСТ и ее разжижение на месте укладки до литой консистенции путем введения суперпластификатора.

3.21. Технология приготовления исходной смеси на ЦБЗ, точность дозирования ее составляющих и т.д. должны соответствовать СНиП III-15-76.

3.22. Исходную бетонную смесь необходимо транспортировать к месту укладки автобетоносмесителями, обеспечивающими ее перемешивание в пути. Подвижность исходной смеси непосредственно перед введением НФ (С-3) должна быть 2-4 см.

3.23. При недостаточном количестве автобетоносмесителей исходную смесь допускается транспортировать к месту укладки автосамосвалами, перегружая ее вблизи места укладки в автобетоносмеситель, например, с помощью бетоноперегружателя типа 42-184-24 Минтяжстроя СССР или через перегрузочный бункер.

3.24. Исходная бетонная смесь разжижается до литой консистенции в барабане автобетоносмесителя путем введения в нее добавки НФ (С-3) в количестве, установленном при подборе состава бетона, и последующего перемешивания.

3.25. Добавку НФ (С-3) вводят в барабан автобетоносмесителя с помощью насоса или вручную в товарном виде (32-40%-ной концентрации по объему). Концентрацию добавки-суперпластификатора в растворе определяют по его плотности.

При введении суперпластификатора НФ (С-3) исходную бетонную смесь, находящуюся в автобетоносмесителе, необходимо сдвинуть в заднюю часть барабана

путем его вращения в направлении выгрузки, затем прекратить вращение барабана и для получения бетонной смеси одинаковой подвижности по всей массе вылить раствор суперпластификатора непосредственно в бетонную смесь.

3.26. Приготовление литой бетонной смеси начинается с момента введения в исходную смесь суперпластификатора. Длительность перемешивания должна соответствовать указанной в паспорте на данный тип автобетоносмесителя (обычно 5-7 мин). Подвижность смеси через 5 мин после перемешивания должна быть не менее 16 см. Если смесь окажется менее подвижной, необходимо дополнительно ввести в нее добавку в количестве 0,1-0,2% массы цемента и еще раз перемешать.

3.27. Технология бетонирования буронабивных свай из готовой литой смеси с комплексной пластифицирующей добавкой должна соответствовать требованиям проекта, СНиП III-9-74 и положениям Руководства /5/. При бетонировании скважин "свободным" сбрасывании выгрузка бетонной смеси в скважину должна производиться из лотка автобетоносмесителя только через приемную воронку, установленную на обсадном патрубке.

3.28. Контроль качества литых бетонных смесей с комплексной пластифицирующей добавкой (качество материалов; состав бетона; правильность хранения материалов, приготовления бетонной смеси, ее однородность, подвижность; прочность бетона) должен осуществляться в соответствии со СНиП III-9-74, Руководством /5/ и с учетом пп.3.29–3.31 настоящих Методических рекомендаций.

3.29. Подвижность исходной бетонной смеси непосредственно перед введением в нее суперпластификатора, а также литой смеси (с суперпластификатором) следует контролировать при бетонировании каждой сваи.

3.30. Контрольные образцы для определения проч-

ности бетона необходимо формовать не реже 2 раз в смену: из литой смеси - на месте укладки, из исходной - на ЦБЗ.

3.31. Для оценки качества бетона в буронабивных сваях следует использовать склерометрические методы (ГОСТ 22690.4-77) с отбором кернов и их последующим испытанием.

3.32. При приготовлении и укладке в скважины литого бетона с комплексной пластифицирующей добавкой, включающей суперпластификатор, следует руководствоваться требованиями СНиП III-4-80.

Кроме того, следует помнить, что добавка НФ и разжижитель С-3 малотоксичны, не выделяют при хранении вредных паров, их водные растворы пожаробезопасны. Они относятся к 3-му классу умеренно опасных веществ, однако при нагреве их пары раздражающе действуют на слизистую оболочку глаз, кожу, органы пищеварения и дыхания, поэтому при работе с ними следует соблюдать следующие правила:

к работе не следует допускать лиц с повреждением кожного покрова (ссадины, ожоги, царапины, раздражения), поражением век и глаз. Попавшие на кожу добавки надо смыть водой;

необходимо остерегаться попадания растворов химических добавок на кожу и в пищу. При работе с НФ (С-3) рекомендуется надевать защитные очки, резиновые перчатки и сапоги;

к приготовлению рабочих растворов добавок и бетонных смесей с комплексной химической добавкой не следует допускать рабочих моложе 18 лет;

помещения, в том числе и лаборатории, в которых готовят растворы добавок, необходимо оборудовать приточно-вытяжной вентиляцией.

3.33. Наряду с укладкой бетонной смеси в скважины методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) целесообразно использовать метод напорного бетонирования с применением автобетононасосов (табл.4).

Таблица 4

Параметр	СБ-176А	БН-80-20
Подача, $м^3/ч$	5-65	5-65
Дальность подачи бетонной смеси, м:		
по горизонтали	400	370
по вертикали	80	90
Внутренний диаметр бетоновода, мм	125	125
Наибольшая крупность заполнителя, мм	40	40
Подвижность бетонной смеси, см	5-12	4-12
Вместимость загрузочного бункера, $м^3$	0,7	0,6
Высота загрузки, мм	1400	1400
Давление, МПа, в цилиндрах:		
рабочих	6	6
приводных	25	30
Радиус действия стрелы, м	18	20
Угол поворота стрелы, град	360	370
Максимальная скорость передвижения, км/ч	50	40
Размеры, мм:		
длина	10000	11070
ширина	2500	2630
высота	3800	3800
Масса снаряженного автобетононасоса, кг	16000	19785
Марка базового автомобиля	КамАЗ	КрАЗ-757

3.34. Доставку бетонной смеси при бетонировании с помощью бетононасосов следует производить автобетоносмесителями, автобетоновозами и автосамосвалами.

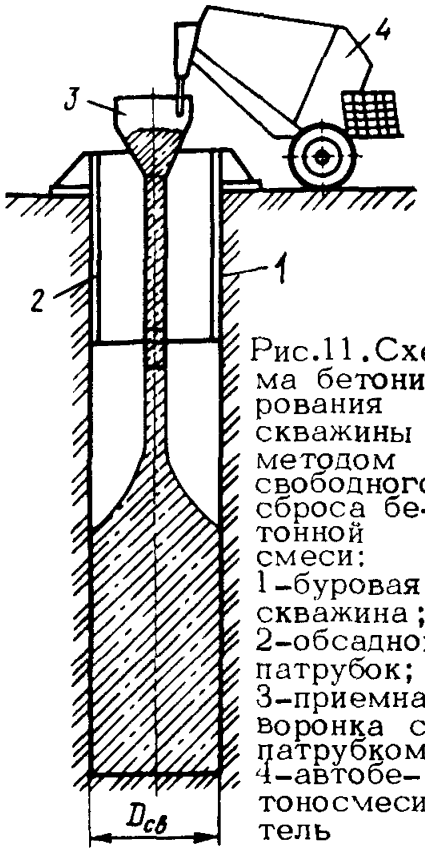

Рис.11. Схема бетонирования скважины методом свободного сброса бетонной смеси: 1–буровая скважина; 2–обсадной патрубок; 3–приемная воронка с патрубком; 4–автобетоносмеситель

3.35. Стыки между звеньями бетоновода должны быть прочными и плотными. Для лучшего распределения и укладки бетонной смеси в скважины на выходном конце бетоновода должен быть установлен гибкий шланг длиной 5–10 м того же диаметра, что и бетоновод.

3.36. При бетонировании скважин с помощью бетононасосов должны соблюдаться следующие требования к бетонным смесям и материалам для их приготовления:

Подвижность бетонной смеси	П-2; П-3
Подвижность по осадке конуса, см	5–9; 10–15
Объем растворной части на 1 м^3 бетонной смеси при крупности заполнителя, мм:	
5–20	550–600
5–40	500–600
Доля песка, %, в общей массе:	
гравия	32–50
щебня	40–60
Содержание, %, в песке мелких фракций крупностью, мм:	
0,14	3–7
0,31	5–20

3.37. При бетонировании скважин в маловлажных глинистых грунтах с устойчивыми стенками можно использовать метод свободного сброса бетонной смеси. В этом случае глубина скважины не должна превышать 12–14 м. Бетонную смесь литой консистенции с подвижностью 16–18 см ОК подают непосредственно из автобетоносмесителя в приемную воронку, которую устанавливают на обсадной патрубок длиной 2,5–3 м (рис. 11).

3.38. Проект производства работ по устройству свайного поддерживающего сооружения должен содержать мероприятия по технике безопасности, принятые в соответствии с требованиями СНиП III-4-80.

3.39. При допущении вязкого затухающего "обтекания" свай оползневым грунтом в низовых и верховых поддерживающих сооружениях к устройству соответственно дорожной одежды и "одевающей" стены следует приступать после того, как будет достигнуто 80% полного абсолютного смещения оползневого склона J_{ti}, рассчитанного по формуле (57). В противном случае необходимо предусматривать устройство на насыпях в пределах ширины оползневого склона сборных дорожных покрытий; при этом обнаруженные на поверхности насыпей трещины сдвига и растяжения должны быть забиты местным грунтом или заинъецированы твердеющим раствором; в верховых поддерживающих сооружениях следует предусматривать установку компенсаторов из легкосжимаемого и хорошо фильтрующего материала (например, из геотекстиля) по всей вертикальной поверхности контакта "одевающей" стены с оползневым грунтом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1980.

2. Руководство по проектированию железобетонных конструкций. М., 1978.

3. Методические рекомендации по проектированию и строительству свайных противооползневых конструкций на автомобильных дорогах. Союздорнии. М., 1977.

4. Методические рекомендации по сооружению земляного полотна автомобильных дорог из грунтов повышенной влажности. М., 1980.

5. Руководство по устройству буронабивных свай большого диаметра. М.: Стройиздат, 1977.

6. Методические рекомендации по расчету и технологии сооружения анкерных удерживающих конструкций Союздорнии. М., 1981.

7. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. НИИЖБ. М., 1979.

Содержание

Предисловие 3
1. Общие положения 4
2. Проектирование свайных поддерживающих сооружений 10
2.1. Основные положения 10
2.2. Оценка устойчивости склонов и определение величины оползневого давления 17
2.3. Расчет свайных поддерживающих сооружений 28
Предварительное назначение основных параметров геометрической схемы расположения свай в плане в зависимости от прочностных и реологических свойств оползневого грунта . . . 31
Предварительное назначение основных параметров геометрической схемы поддерживающего сооружения из условия обеспечения устойчивости грунта, окружающего заделанную часть сваи, и прочности ее ствола 36
Расчет свайных поддерживающих сооружений на прочность и устойчивость 42
Расчет свайных поддерживающих сооружений, заанкеренных грунтовыми анкерами 49
Оценка величины и скорости смещения оползневого массива при допущении развития деформаций ползучести на контакте оползневой грунт - свая 56
3. Устройство свайных поддерживающих сооружений 59
Литература 69

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В ОПОЛЗНЕВЫХ РАЙОНАХ НА БАЗЕ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И АНКЕРНЫХ КРЕПЛЕНИЙ

Ответственный за выпуск инж. И.Т.Корзан

Редакторы И.Е.Тарасенко, Л.В.Крылова
Технический редактор А.В.Евстигнеева
Корректор М.Я.Жукова

Подписано к печати 22.01.88. Формат 60x84/16.
Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. 3,6 уч.-изд.л.
4,1 печ.л. Тираж 660 экз. Заказ 132-8. Цена 53 коп.

Участок оперативной полиграфии Союздорнии
143900, Московская обл., г.Балашиха-6, ш.Энтузиастов,79

gost.e-ecolog.ru