

Министерство образования Республики Беларусь  
**БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ**

**Кафедра «Мосты и тоннели»**

**Е. К. Мойсейчик  
Е. А. Мойсейчик**

**ГЛУБОКИЕ КОТЛОВАНЫ.  
РАСЧЕТ ИХ ОГРАЖДЕНИЙ И КРЕПЛЕНИЙ**

**Учебно-методическое пособие к курсовому и дипломному  
проектированию по дисциплине «Метрополитены» для  
студентов специальности 1-70 03 02 «Мосты, транспортные  
тоннели и метрополитены»**

*Рекомендовано учебно-методическим объединением в области  
строительства и архитектуры Республики Беларусь*

Минск БНТУ 2021

Рецензенты:

кафедра геотехники и транспортных коммуникаций  
УО «Брестский государственный технический университет»

(заведующий кафедрой, канд. техн. наук, профессор

П.В.Шведовский);

д.т.н., профессор М.И.Никитенко и генеральный директор ОАО  
«Моноракус», канд. техн. наук И.П.Дубатовка.

Учебно-методическое пособие разработано в соответствии с программами дисциплин «Метрополитены» и «Основания и фундаменты транспортных сооружений» с учетом нормативных документов и современного опыта проектирования и строительства ограждений и креплений котлованов. В нем изложены основные методы устройства и расчета ограждающих конструкций и креплений глубоких котлованов, даны примеры расчета. Пособие предназначено для студентов специальности 1-07 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены»

© Мойсейчик Е.К., Мойсейчик Е.А., 2021

## *Содержание*

Введение	4
Глава 1. Конструктивно-технологические решения ограждений глубоких котлованов с их креплениями	7
1.1 Свайно-балочные ограждения котлованов	8
1.2. Шпунтовые ограждающие стены	10
1.3. Траншейные и свайные ограждающие стены	11
1.4. Нагельный способ ограждения котлованов	16
1.5. Струйная технология при устройстве ограждений котлованов	20
1.6. Конструкции для крепления ограждающих стен	24
Глава 2. Расчет элементов ограждения котлована	31
2.1. Определение расчетных характеристик грунта	31
2.2. Боковые давления грунтов на ограждающие конструкции	32
2.3. Гидростатическое и гидродинамическое давления грунтов	35
2.4. Давления грунтов от временных нагрузок на призме обрушения за ограждением	37
2.5. Принципы расчета конструктивных элементов в ограждениях котлованов	39
2.5.1. Оценка общей устойчивости системы «ограждение – анкер - грунт»	43
2.6. Расчет свайно-балочного ограждения с расстрелами	46
2.6.1. Расчет забирки между опорами ограждения	46
2.6.2. Расчет опор свайно-балочного ограждения	47
2.6.3. Расчет продольных обвязочных поясов ограждений	48
2.6.4. Расчет расстрелов	48
2.7. Расчет буроинъекционных анкеров	51
2.8 Особенности расчета армируемого нагелями ограждающей котлован конструкции	54
2.9 Оценка устойчивости стен траншеи заполненной глинистым раствором	57
Глава 3. Примеры расчета	60
3.1. Прогноз несущей способности грунта в основании корня буроинъекционного анкера	60
3.2. Расчет прочности анкерной тяги	61
3.3. Оценка устойчивости бортов отрываемых секций траншей за счет их заполнения глинистой суспензией	62

Литература  
Приложение

66  
68

## *Введение*

Освоение подземного пространства становится отличительной особенностью современного строительства в больших городах, где проектируют и возводят подземные комплексы (метрополитенные центры), включающие станции метрополитена, банковские, торговые и другие подразделения, зоны отдыха с фонтанами и зимними садами, транспортные терминалы, и целую сеть инженерных коммуникаций. При этом подземные и заглубленные городские объекты гражданского назначения, а также линейные сооружения устраивают открытым или полужакрытым способом в котлованах. Для реализации подобных масштабных проектов применяют современные технологии и новые методы, в том числе и для выполнения креплений глубоких котлованов. При проектировании глубоких котлованов все чаще применяют «тяжелые» программные комплексы, позволяющие выполнить расчеты ограждений котлованов в условиях их пространственной работы, с учетом стадии разработки котлована и изменчивости инженерно-геологических характеристик грунтов. Такие программные комплексы как «*PLAXIS*» (Нидерланды), «*ANSYS*» (США) используемые для геотехнических расчетов, имеют в своем арсенале значительный перечень необходимых инструментов, включая обширный набор моделей грунтов и возможность создания собственных пользовательских расчетных схем. Широко используют в расчетах специализированные геотехнические программы *Wall-3*, *BMWALL*, *GeoWall* и др., базируемые на численных методах решения контактной задачи.

Настоящее пособие знакомит студентов с современными методами крепления котлованов. Рассматриваются конструктивные особенности, область применения, принципы расчета различных видов крепления. При написании пособия использовали литературные источники [1-26].

Пособие рекомендуется для курсового и дипломного проектирования по дисциплине «Метрополитены» и при выполнении курсовой работы по дисциплине «Основания и

фундаменты транспортных сооружений» для студентов специализации 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены».

Улучшению содержания пособия способствовали замечания и советы рецензентов: кафедры геотехники и транспортных коммуникаций УО «Брестский государственный технический университет» и ее заведующего, канд. техн. наук, профессора П.В.Шведовского, д.т.н., профессора М.И.Никитенко и генерального директора ОАО «Моноракус», канд. техн. наук И.П.Дубатовки.

## **ГЛАВА 1 КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ОГРАЖДЕНИЙ ГЛУБОКИХ КОТЛОВАНОВ С ИХ КРЕПЛЕНИЯМИ**

В современной практике проектирования для условий плотной городской застройки котлованы с откосами практически не используются. Котлованы устраивают с вертикальными бортами при их ограждении стенами различных конструкций. Такие ограждающие стены выполняют:

- шпунтовыми;
- свайно-балочными;
- из различных свай: металлических профильных или трубчатых, погружаемых непосредственно в грунты или предварительно пробуренные в них скважины; буринъекционных и буропрессионных;
- железобетонных буронабивных с их прерывистым, соприкасающимся или пересекающимся расположением;
- сплошными железобетонными траншейными из монолитных или сборных секций, выполненных по технологиям «стена в грунте» либо высоконапорной струйной (Jet);
- в виде закрепленных грунтовых конструкций (посредством армирования горизонтальными нагелями или многорядными вертикальными элементами) [2-10,12,14-21].

Каждый из этих методов имеет свои преимущества и недостатки. Эффективность применения того или иного типа ограждений зависит от грунтовых, гидрогеологических условий, глубины и размеров котлована, наличия окружающих зданий, сооружений и коммуникаций.

При глубине котлована свыше 5 м предусматривают дополнительное крепление стен котлована в виде одного или нескольких ярусов расстрелов или анкеров.

Ниже кратко описаны наиболее распространенные типы ограждающих стен и их креплений.

### 1.1. Свайно-балочные ограждения котлованов

Конструкция *ограждающей стены* состоит из стальных опор (стоек), погружаемых в грунт до раскрытия котлована на определенном расстоянии друг от друга, и затяжки (забирки) между такими опорами для передачи на них давления от грунтового массива. В качестве опор используют преимущественно двутавровые балки или металлические трубы (рис. 1).

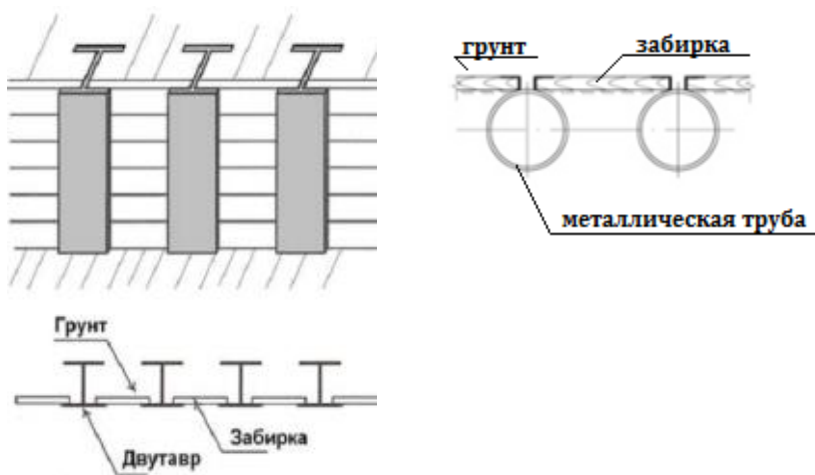


Рис.1. Схемы свайно-балочного ограждения котлована

Такие опоры могут быть погружены в грунт посредством забивки копрами или при помощи подвесных или скользящих по направляющим стрелам вибропогружателей. При необходимости обеспечения точного расположения забивных опор, например, при применении в качестве забирки панелей или щитов, движущихся вдоль опор, как по направляющим, рекомендуют предварительное бурение лидерных скважин. Диаметры лидерных скважин не должны превышать высоту сечения двутавра или быть меньше диаметра труб, а глубину назначают - не ниже дна котлована. Забирку из досок или брусьев по мере обнажения стен котлована



заводят за опоры с расклинкой и заполнением полости тщательно уплотняемым грунтом. Для предотвращения случайного высыпания или оплывания грунта из-под заводимой снизу заборки в зоне ее монтажа обязательно устраивают приямок с выступающей выше бермой. При технико-экономическом обосновании для заборки могут быть применены железобетонные панели, щиты, торкрет, набрызг-бетон и другие виды крепи, препятствующие обрушению грунта в котлован. Вид котлована со свайно-балочным ограждением показан на рис.2.



а)



б)

Рис.2. Вид свайно-балочного ограждения котлована: а) – с анкерным креплением; б) с креплением расстрелами [11]

Свайно-балочное ограждение не является водонепроницаемым, поэтому в случае его использования в обводненных грунтах необходимо водопонижение. По сравнению с прочими типами креплений эта конструкция обладает большей деформативностью и меньшей прочностью.

Свайно-балочное ограждение не рекомендуют применять при расположении котлованов:

- в обводненных сыпучих грунтах плавунного типа и текучих глинистых или неэффективности применения водопонижения;

- когда применение погружаемой опережающей крепи или других мероприятий при устройстве забирки за (между) опорами не эффективно или не обеспечивает устойчивости грунтового массива;
- в случае расположения на поверхности (в пределах призмы обрушения или вблизи ее) зданий, сооружений, в том числе подземных, транспортных магистралей и других устройств, для которых неравномерные деформации основания не допустимы.

### ***1.2. Шпунтовые ограждающие стены***

Шпунтовые крепления котлованов рекомендуют применять в водоносных грунтах при неэффективности использования водопонижения или искусственного закрепления грунта, а также при устройстве крепления в несвязных грунтах, если другие типы крепления неэффективны. Шпунтовое ограждение воспринимает не только давление грунта, но является одновременно противофильтрационной завесой. В настоящее время данный вид ограждения глубоких котлованов получил широкое распространение и в условиях плотной городской застройки, так как современная строительная техника способна осуществлять устройство шпунтового ограждения посредством статического вдавливания, что устраняет такие негативные для города явления как шум и динамическое воздействие на окружающую застройку. Ограничением для использования шпунта является сложность или невозможность его погружения в гравелистых, скальных и полускальных грунтах.

Шпунтовые элементы стен представляют собой стальные профили, плоские, U- и Z-образного поперечного сечения (рис. 3), из труб [22] или шпунтовых панелей, снабженных замковыми захватами по краям, позволяющими фиксировать один элемент относительно другого в вертикальном положении. Наибольшее распространение получили U-образные шпунты типа «Ларсен», которые в грунт погружают подвесными вибраторами или установленными на стреле машины. Соединенные в замок шпунтовые стены обладают достаточно высокой жесткостью и способны воспринимать изгибающие моменты, значительно превышающие предельные значения для ограждений с забиркой.

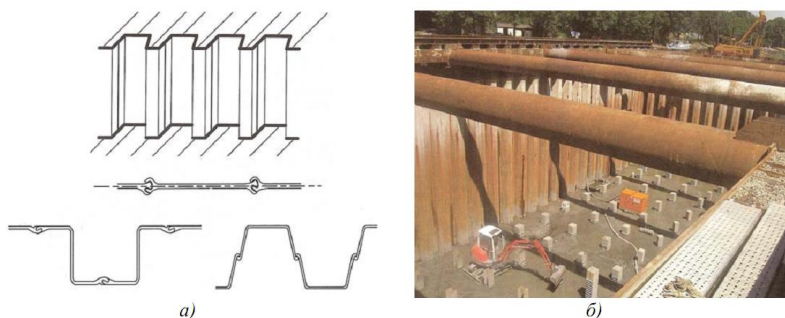


Рис. 3. Шпунтовое ограждение котлована: а – типы профиля; б – общий вид котлована со шпунтовым ограждением и креплением расстрелами

### ***1.3. Траншейные и свайные ограждающие стены***

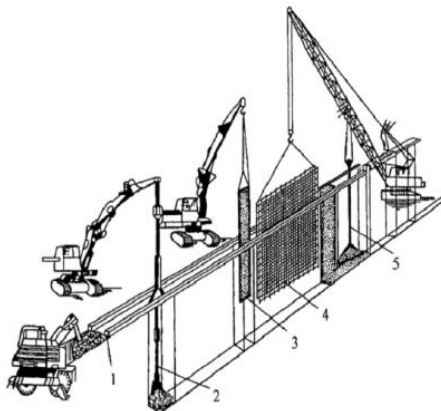
Метод «стена в грунте» (СВГ) объединяет технологии, позволяющие до раскрытия котлована выполнить в грунте сборные или монолитные подземные конструкции с несущими и противофильтрационными функциями в скважинах или узких траншеях. Этот вид ограждения котлована воспринимает боковое давление грунтов, фильтрационный гидростатический и гидродинамический распор находящейся в них воды, и может служить противофильтрационной диафрагмой, а при необходимости способен воспринимать вертикальные нагрузки. Он также минимизирует влияние котлована на окружающую застройку [14].

Метод «стена в грунте» применяют при расположении глубоких котлованов вблизи существующих зданий и сооружений, при наличии на поверхности (в пределах призмы обрушения) сверхнормативной временной нагрузки, а также при включении ограждающих конструкций в состав несущих элементов подземных частей сооружения. СВГ часто применяют при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях и высоком уровне грунтовых вод (УГВ). Выполненные методом «стена в грунте»

ограждения котлованов подразделяют на траншейные (монолитные, сборные, сборно-монолитные) и свайные.

Траншейные стены, как правило, бывают непрерывными (рис.4), а свайные могут быть из прерывисто расположенных, соприкасающихся или пересекающихся свай (рис.5).

а)

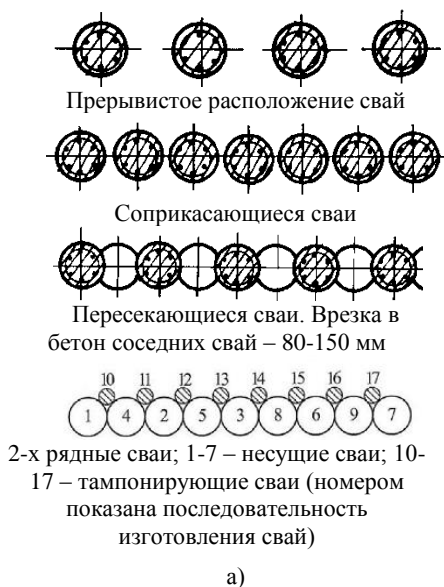


б)



Рис. 4. Крепление котлована монолитными траншейными стенами:

а – схема устройства монолитной траншейной стены: 1 – устройство форшахты; 2 – разработка траншеи на длину захватки; 3 – установка ограничителя (перемычки между захватками); 4 – монтаж арматурных каркасов; 5 – бетонирование захватки методом ВПТ (вертикально перемещаемой трубы); б – внешний вид ограждения котлована



б)

Рис. 5. Ограждение котлована свайными стенами:

а – расположение свай в плане, б – внешний вид котлованов с ограждением из буровых свай

Борта траншеи от обрушения удерживает тиксотропный раствор, приготовленный на основе бентонитовых глин. Плотность раствора 1,15–1,18 т/м<sup>3</sup>. Траншеи отрывают отдельными захватками, длина которых в плане соответствует размерам навесного оборудования и составляет обычно от 2,2 до 3 м. Захватки отделяют друг от друга инвентарными ограничителями, извлекаемыми до начала бетонирования примыкающей захватки. Наиболее распространены трубчатые или фасонные металлические разделительные элементы ограничителей, позволяющие устраивать полукруглые или с иным очертанием стыки захваток. Для водонепроницаемости между секциями используют вставляемые в их торцы так называемые «ватерстопы».

После отрывки захватки траншеи до проектной отметки в нее погружают пространственный арматурный каркас, устанавливают бетонолитную трубу, в которую подают бетонную смесь,

вытесняющую на поверхность бентонитовый раствор. После набора бетоном необходимой прочности, извлекают ограничители между секциями стены и продолжают отрывку соседней захватки. Последовательность работ по устройству траншейных стен показана на рис. 4.а. При замыкании секций по контуру создается в грунте железобетонная стена, служащая надежным ограждением котлована.

Монолитные траншейные стены являются наиболее универсальной конструкцией, используемой в подземном строительстве для устройства ограждения котлованов и его защиты от затопления подземными водами. Оборудование ведущих мировых производителей позволяет устраивать подобные стены глубиной до 70 м и более при их толщинах от 400 до 1200 мм. Для проходки траншеи в мягких, легко разрабатываемых грунтах применяют плоские ковшовые грейферы (рис. 6.а), а в скальных и полускальных - навесное оборудование непрерывного роторного действия – гидрофрезы (рис. 6.б). Такие механизмы позволяют работать даже при весьма ограниченном высотном габарите, например, под пролетами мостов. Характеристики машин и оборудования для устройства траншейных стен приведены в П-14-01 [14] и СТП 014-2001 [3].



Рис. 6. Навесное оборудование для устройства траншейных стен в грунте:

а – плоский грейфер; б – гидрофреза [2].

При возведении СВГ в водонасыщенных грунтах, исходя из технико-экономической целесообразности, их заглубляют в водоупорный слой (в скальные грунты, пластичные и плотные глины - не менее чем на 0,5-1 м, в мягкопластичные суглинки и глины - на 1-1,5 м). В этом случае работы в котловане могут производиться без водоотлива. В нижней части стены допускается создание противофильтрационной диафрагмы из твердеющего материала или низкомарочного бетона с ее врезкой в водоупорный слой.

При необходимости сооружения СВГ в водонасыщенных грунтах, когда к стенам предъявляют повышенные требования по обеспечению их водонепроницаемости, можно использовать в качестве сборных несущих и одновременно гидроизолирующих элементов шпунтовые панели, погружаемые в отрытую и заполненную тампонажным раствором траншею. В качестве таких элементов могут быть и шпунтовые панели из спаренных труб (рис 7) или из профильного шпунта, например, типа ПШС-50 (рис. 8).

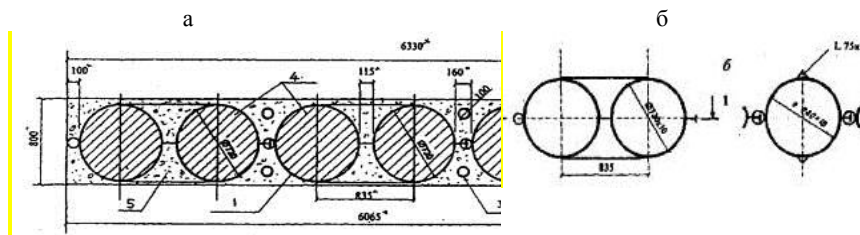


Рис. 7. Схема расположения трубчатых шпунтовых элементов на типовой захватке (а) и конструкция шпунтовой трубчатой панели с разделителем (б):

- 1 – шпунтовый элемент из труб 720x10 мм; 2 - трубчатый разделитель секций с наваренным уголком; 3 - опускные армированные рукава  $\varnothing$  100 мм для подачи тампонажного раствора; 4 - бетон заполнения труб

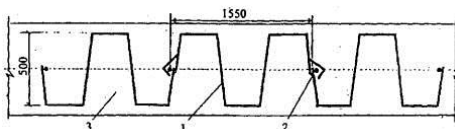


Рис. 8. Конструкция стены, содержащей профильные шпунтовые панели:

- 1 - шпунтовая панель типа ПШС-50; 2 - шпунтовый замок; 3 - твердеющий раствор или мелкозернистый бетон



В случае сложной в плане конфигурации подземного сооружения при устройстве траншейных стен применяют ограждение котлована из секущихся свай с диаметрами от 0,6 до 1,2 м.

Если уровень подземных вод расположен ниже дна котлована или планируют строительное водопонижение, ограждающая котлован конструкция может быть выполнена из прерывисто расположенных или касательных буровых свай. Применяемые на практике варианты расположения свай в составе ограждения котлована представлены на рисунке 5,а, где номерами показана последовательность их устройства.

Для объектов метрополитена, транспортных тоннелей и других заглубленных сооружений, в которых СВГ являются несущими, на стадии строительства для обеспечения устойчивости ограждения вместо временных анкеров или расстрелов целесообразно использовать конструктивные элементы в виде сборных или монолитных постоянных сводов, балочных перекрытий с удалением грунта из котлована полузакрытым способом.

#### ***1.4. Нагельный способ ограждения котлованов***

Армирование грунтовых ограждений нагелями (стержнями, замоноличенными раствором в горизонтальных скважинах) обеспечивает устойчивость вертикальных бортов и круто наклонных откосов строительных котлованов. Высыпание грунта с лицевой поверхности ограждающей конструкции предотвращается устройством защитного покрытия (экрана).

Нагельное ограждение допускается в глинистых грунтах твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции, за исключением просадочных и набухающих, а также искусственно уплотненных грунтов, способных удерживать на период возведения защитного покрытия откос заданной крутизны высотой по вертикали не менее расчетного шага нагелей.

В отличие от анкеров, передающих давление в глубокие слои грунта за пределы призмы обрушения, нагели связывают грунтовый



массив по всей своей длине, образуя самонесущую массивную подпорную стенку из армированного грунта (рис.9).

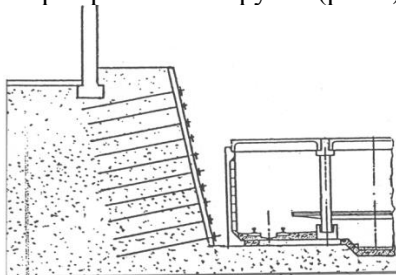


Рис.9. Схема армирования борта котлована нагелями

Такое конструктивно-технологическое решение пригодно для котлованов глубиной не более 15 м при отсутствии водоносных и трудно осушаемых грунтов. В качестве нагелей применяют замоноличенные в пробуренных по мере отрывки котлована скважинах арматурные стержни периодического или винтового профиля  $\varnothing 12-28$  мм.

В зависимости от типа грунта и используемого оборудования стержни в него могут забиваться, задавливаться или завинчиваться, либо погружаться в предварительно пробуренные скважины  $\varnothing 60-120$  мм с замоноличиванием их цементным раствором (буроинъекционные нагели, включая системы «Титан»).

Стержни погружают в глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции с расчетным шагом не более 1 м, а устройство буроинъекционных нагелей выполняют с шагом не более 1,5 м. Шаг нагелей менее 0,4 - 0,5 м экономически и технически не целесообразен.

Выделяют следующие технологические схемы устройства нагельного армирования бортов котлованов [9, 21,24].

1. Нагельное армирование с торкретбетонным покрытием при опережающем погружении стержней в грунт (применяют при глубине котлована до 10 м). Последовательность работ: разработка грунта на высоту яруса; погружение в откос нагельных стержней; навешивание и закрепление арматурной сетки; нанесение

торкретбетона и фиксация стержней на защитном экране борта (рис.10,а).

2.Технология нагельного армирования с торкретированием борта котлована при буроинъекционных нагелях: разработка грунта на глубину одного-двух ярусов; установка арматурной сетки и нанесение торкретбетонного покрытия; проходка горизонтальных или наклонных скважин; установка в скважины арматурных стержней; заполнение скважин цементным раствором; фиксация стержней на поверхности торкретбетонного покрытия.

3.Нагельное крепление со сборной защитной стенкой. Конструкция крепления представляет собой соединение возводимых по ярусам ограждающих рам и грунтовых армирующих стержневых элементов (рис. 10,б). Стенка включает отдельно стоящие стойки, соединенные горизонтальными балками продольных поясов, и оградительные щиты, притянутые к укрепляемому грунту, как правило, буроинъекционными нагелями. В горизонтальных балках должны быть специальные отверстия, снабженные кондукторами для устройства вертикальных стоек из труб или проката, а между кондукторами устроены пазы для стыкования балок с вертикальными стойками. Оградительными щитами служат тонкостенные слабоармированные железобетонные плиты толщиной 60 ... 80 мм.

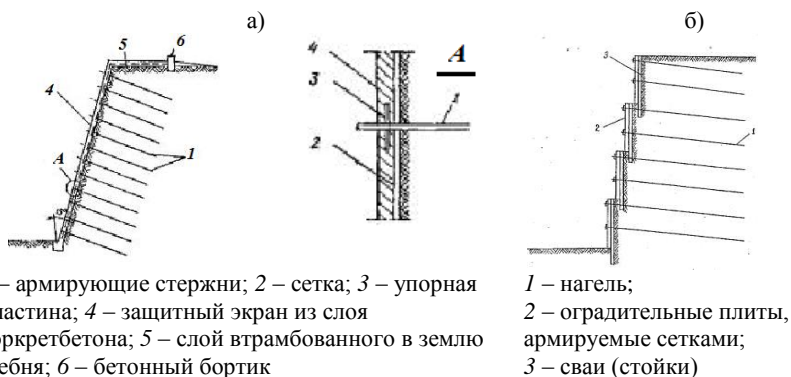


Рис.10. Схема нагельного крепления с защитной поверхностью откоса котлована торкретбетоном (а); со сборной защитной стенкой (б)

Нагельная крепь с монолитным торкретбетонным или сборным покрытием, оставленным в грунте после засыпки котлована, может быть использована в качестве шумо- и виброзащиты на период эксплуатации метрополитена. При этом должно быть установлено, что нагели не передают вибрацию на близлежащие здания и сооружения.

С учетом экспериментальных исследований и опыта строительства длину нагеля назначают в пределах  $0,4 H < l < 0,8 H$  ( $H$  - глубина котлована); угол наклона нагеля к горизонту,  $\alpha$ , в интервале от  $0^\circ$  до  $< 30^\circ$  (рис.11). В случае заполнения скважины раствором путем заливки самотеком, нагели должны иметь уклон не менее  $5^\circ$ . Диаметр скважины для буроинъекционных нагелей принимают от 60 до 170 мм; угол откоса от вертикали ( $\beta$ ) от 0 до  $20^\circ$ ; толщину защитного покрытия откоса - от 50 до 150 мм [9, 15, 20, 23].

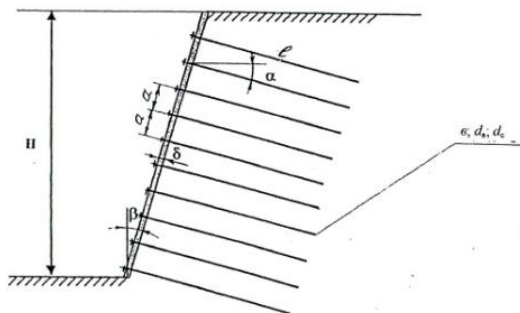


Рис.11. Основные конструктивные параметры нагельного крепления

В плоскости откоса котлована нагели располагают в шахматном порядке при расстояниях по горизонтали не более 1 м, по вертикали — до 0,6 м.

При больших расстояниях систему ограждения котлована рассматривают как многоанкерную. Нагели в этом случае необходимо заводить за пределы призмы обрушения грунта.

При устройстве котлованов глубиной более 4 м возможно применение нагелей переменной длины, размещаемых ярусами высотой 2 м (рис. 12).

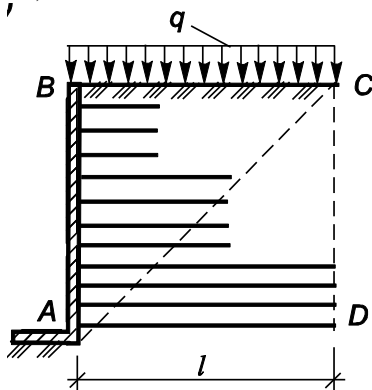


Рис. 12. Крепление ограждающей конструкции горизонтальными нагелями переменной длины

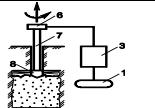
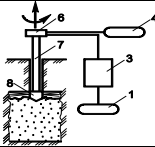
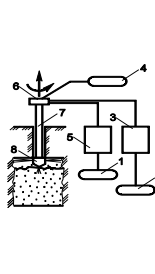
### ***1.5. Струйная технология при устройстве ограждений котлованов***

Струйная технология была разработана в середине 70-х г.г. в Японии и к настоящему времени используется во многих странах для строительства, усиления фундаментов, а также при устройстве котлованов. Суть струйной технологии (jet-grouting) состоит в перемешивании грунта с цементным раствором или в полном замещении грунта раствором с помощью высоконапорной струи. Для этого в лидирующие скважины малого диаметра погружают гидромонитор, имеющий боковое сопло для создания водяной струи высокого давления и торцевое отверстие для подачи твердеющего заполнителя. При подъеме буровой штанги включают вращающийся гидромонитор, осуществляющий под давлением до 50 МПа размыв грунта в скважине и одновременную подачу цементного раствора.

Различают однокомпонентную, двухкомпонентную, трехкомпонентную струйную цементацию, принципиальная схема

технологических процессов при струйной цементации дана в таблице 1 [9, 21, 26].

Таблица. 1. Схемы технологического процесса струйной цементации

Принципиальные схемы технологического процесса	Вид технологии	Особенность
	Однокомпонентная	Рабочей жидкостью, размывающей грунт, является цементный (композитный) раствор под высоким давлением
	Двухкомпонентная	Размывающий грунт раствор помещается внутри струи сжатого воздуха, что влечет за собой снижение потерь на трение
	Трехкомпонентная	Грунт размывается напором водяной струи, помещаемой внутри струи сжатого воздуха. Напорная струя цементного раствора подается через торцевое сопло. Раствор не перемешивается с пульпой, а вытесняет ее по мере извлечения монитора из скважины
<p>1 — емкость с раствором; 2 — емкость с рабочей жидкостью; 3 — насос высокого давления; 4 — компрессор; 5 — растворонасос; 6 — вертлюг; 7 — ствол установки; 8 — гидромонитор.</p>		

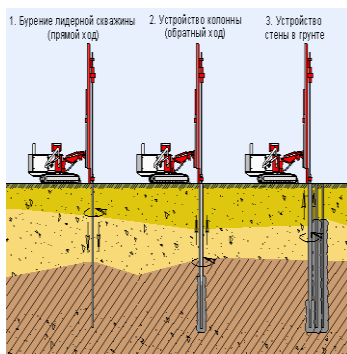
Выбор схемы технологического процесса струйной цементации зависит от требуемой формы и размеров грунтоцементных элементов, грунтовых условий и требуемой прочности цементного камня.

Однокомпонентную технологию применяют для устройства цементогрунтовых элементов цилиндрической формы в гравийных, песчаных и супесчаных грунтах.

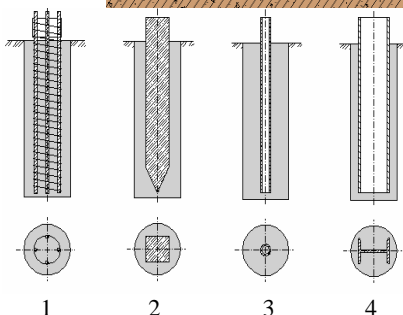
Для устройства цилиндрических элементов большого диаметра, плоских вертикальных и горизонтальных диафрагм, ячеистых

структур в гравийных, песчаных и глинистых грунтах применяют двухкомпонентную технологию.

а) технологическая схема



б) варианты армирования:  
1-арматурный каркас;  
2- железобетонный сердечник;  
3- металлическая труба;  
4 - двутавр



в) внешний вид крепления котлована из jet-свай.



Рис. 13. Ограждение котлована, выполняемое с применением струйной технологии [2]

Трехкомпонентную технологию используют при устройстве, плоских вертикальных и горизонтальных диафрагм, ячеистых структур в связных грунтах.

В результате в грунте получают столб из грунтоцемента диаметром 0,8-2,0 м.

Последовательное формирование соседних элементов создает стену из грунтоцементных свай (рис. 13,а).

Если струйную технологию применяют для устройства вертикальных экранов из jet-свай, работающих в составе ограждения котлована, их армируют металлическими или железобетонными сердечниками (рис. 13,б).

Стены из jet-свай имеют рельефную шероховатую поверхность (рис.13,в), поэтому при необходимости выполнения дополнительного крепления котлована проводят выравнивание стен.

Многорядные jet-сваи используют также для усиления оснований зданий, находящихся на бровке котлованов, совместно с созданием массивных подпорных стен. Пример подобного технического решения устройства ограждения котлована, реализованного на практике, приведен на рис. 14.



Рис. 14. Схема и общий вид ограждения котлована, совмещающего функции усиления фундамента

### 1.6. Конструкции для крепления ограждающих стен

При сооружении котлованов глубиной более 5 м предусматривают дополнительное крепление ограждающих конструкции: устанавливают один или несколько ярусов расстрелов или буроинъекционных анкеров. В уровне их устройства навешивают распределительные пояса, которые укладывают на специальные кронштейны. Расстрелы рекомендуют проектировать из стальных труб или из прокатной стали составного коробчатого сечения. Конструкция узла крепления расстрела к поясу и свае (рис. 15) должна обеспечивать соосную передачу усилий на расстрел без появления в нем дополнительных моментов от внецентренного нагружения.

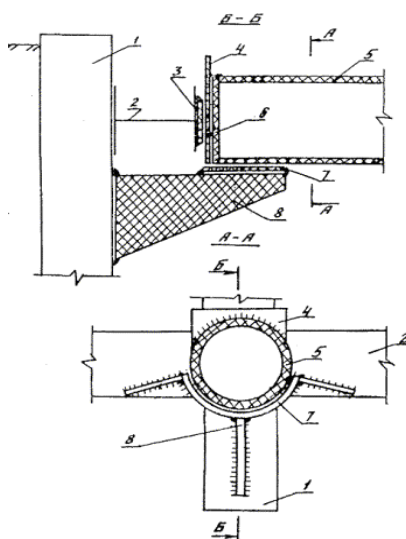


Рис. 15. Схема узла крепления расстрела к поясу:

- 1 - свая; 2 - пояс; 3 -центрирующая прокладка; 4 -расклинивающая прокладка;  
5 - расстрел; 6 -заглушка; 7 - монтажная подставка; 8 – кронштейн

При свайно-балочном ограждении котлована для поясов обвязки рекомендуют применять: при креплении расстрелами – двутавровые балки, при креплении буроинъекционными анкерами – спаренные



швеллеры. Пояса выполняют неразрезными по длине котлована, в местах опирания расстрелов пояс усиливают ребрами жесткости. Расстрелы опирают на пояс в створе со сваями. Буроинъекционные анкеры располагают в пролете между сваями, как правило, с шагом равным шагу свай. Расположенные в несколько ярусов расстрелы, загромождают котлован, существенно затрудняя организацию в нем работ.

Наиболее предпочтительным для экскавации грунта и организации работ в котловане является крепление ограждающей конструкции преднапрягаемыми буроинъекционными анкерами. Их классификация приведена на рисунке 16.



Рис.16. Классификация буроинъекционных анкеров

Для крепления котлованов в городских условиях в большинстве случаев используют буроинъекционные анкеры. Такой анкер (рис.17) состоит из оголовка, тяги в оболочке и корня.

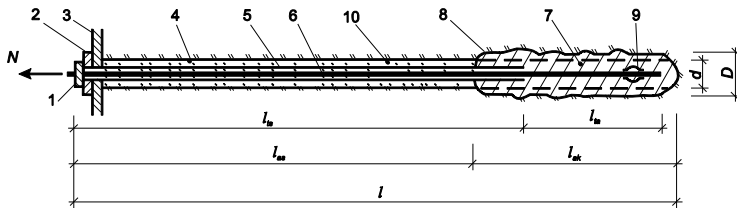


Рис.17. Схема временного предварительно напряженного буринъекционного анкера с растянутыми тягой и корнем:

1 - голова анкера; 2 — упор; 3 — анкеруемая конструкция; 4 — стенка скважины; 5 — защитная оболочка; 6 — тяга; 7 — корень; 8 — лобовая поверхность корня; 9 — фиксатор; 10 — тампонажная обойма

Тяга передает выдергивающее усилие от оголовка, закрепленного на внутренней стороне ограждения котлована, на располагаемый за пределами призмы обрушения ограждающей конструкции корень, препятствующий выдергиванию анкера. Оголовок состоит из отрезка тяги, опорной плиты и крепежных элементов (гайка, шайба, обойма, цанговые зажимы или конус арматурных канатов и др.). Конструкции головки показаны на рис.18,а.

Угол наклона анкеров к горизонту принимают от  $5^\circ$  до  $35^\circ$ . При малых углах наклона технологически трудно выполнить заполнение скважины раствором самотеком. При больших углах возрастает вертикальная составляющая усилия в тяге, передающаяся через оголовок на конструкцию ограждения, что может привести к его осадке, деформации в узле закрепления и увеличению длины анкера.

Расчетную длину анкера, в зависимости от яруса установки и глубины котлована принимают от  $0,5 \cdot H_k$  до  $1,5 \cdot H_k$  ( $H_k$  – глубина котлована), длину корня назначают в пределах от 4 м до 10 м.

По конструкции анкерной тяги различают стержневые, прядевые и трубчатые анкеры. Для нагрузок до 700 кН рекомендуют применять стержневую арматуру классов S500, S800, S1200, неметаллическую композитную (АНК) периодического профиля сплошного и трубчатого поперечного сечения из стеклянных или базальтовых волокон; при усилиях более 700 кН — проволочную, прядевую и канатную арматуру из высокопрочной проволоки. Для

условий городского строительства тяги временных анкеров крепления котлованов иногда выполняют из стеклопластиковых стержней. Их характеристики прочности на срез и смятие позволяют осуществлять прокладку подземных коммуникаций в стесненных городских условиях без извлечения анкеров. Как правило, анкера подвергают предварительному натяжению, что позволяет снизить горизонтальные перемещения ограждения котлована и изгибающие моменты в нем. Для снижения горизонтальных перемещений ограждения все чаще начинают применять и расстрелы с предварительным напряжением. Передаваемое на анкер выдергивающее усилие определяется несущей способностью грунта в основании его корня и разрывной прочностью тяги. В слабых грунтах повысить их несущую способность можно за счет увеличения длины или диаметра корня, применения многоразовых инъекций и правильного выбора технологии нагнетания. Несущая способность буроинъекционных анкеров обязательно подтверждают пробными, контрольными и приемочными испытаниями.

Технологические схемы устройства буроинъекционных анкеров подробно описаны в Пособиях [16, 17] и монографии [10].

На рис. 18, б приведена последовательность устройства анкера по системе немецкой фирмы «Бауэр»:

1 - погружение (вдавливание или виброзабивка) в грунт обсадной трубы с теряемым наконечником того же диаметра;

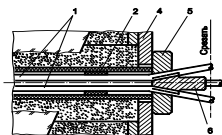
2 - установка тяги в сборе с защитной трубчатой оболочкой в обсадную трубу и выбивание теряемого наконечника;

3 - закачка цементного раствора под давлением от 0,5 до 1,0 МПа по длине корневой заделки в грунте с постепенным извлечением обсадной трубы;

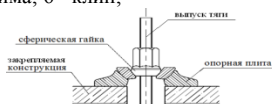
4 - последующее заполнение скважины цементным раствором при закачке с минимальным давлением по длине свободной части тяги и полное извлечение обсадной трубы;

5 - выдержка в течение 5 – 7 суток в песках без дренирования раствора, а в глинистых с дренированием или при снижении у него водоцементного отношения (В/Ц) с добавкой в раствор суперпластификатора С-3 и затем испытание анкера с последующим закреплением его на конструкции.

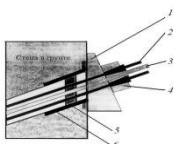
а)



Клиновй оголовок: 1 - канаты или пряди; 2 - защитная пластмассовая труба; 4 - опорная плита; 5 - клиновй обойма; 6 - клин;



Резьбовой оголовок с фиксирующей гайкой



Установка герметизирующего устройства при высоком УГВ: 1 – направляющий столик; 2 – арматурные канаты тяги; 3 – инъекционная трубка; 4 – обойма с запрессовочным конусом; 5 – герметизирующее устройство; 6 – закладная деталь стены.

б)

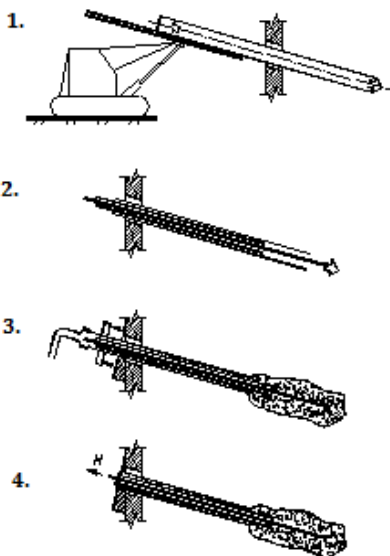


Рис.18. Конструкции оголовка (а); технологическая схема устройства анкера (б)

При строительстве объектов транспортного назначения находят применение буроинъекционные анкерные сваи-нагели (рис. 19).

Их основными рабочими элементами являются тяги, которые состоят из звеньев трубчатых (полых) винтовых штанг (ТВШ) типа «Титан» [20] с наружной винтовой накаткой, соединяемых между собой муфтами, имеющими внутреннюю винтовую нарезку. Такая конструкция позволяет установить анкер любой длины. Диаметр

анкеров «Титан» составляет 150 - 300 мм в зависимости от грунтов, окружающих сваю (рис. 19.а). Трубчатая винтовая штанга служит:

- буровой штангой для проходки скважины в грунте;
- тягой (арматурой), передающей выдергивающее усилие от оголовка на корень;
- иньектором для закачки (иньекции) в пробуренную скважину бурового (тампонажного) и рабочего (опрессовывающего грунт) цементных растворов.

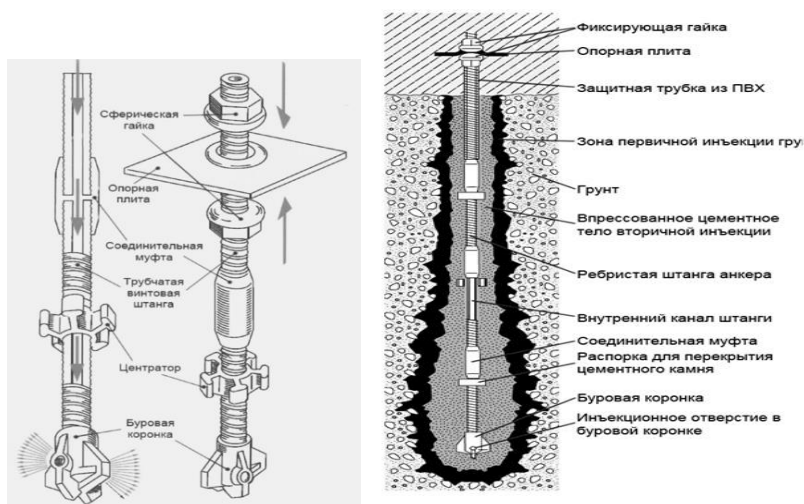


Рис. 19. Конструкция тяги системы «Титан» (а) и схема ее закрепления в грунте (б) при устройстве анкерной сваи или нагеля

Нижнее звено штанги снабжается навинчиваемой (теряемой) буровой коронкой с отверстиями для выхода иньектируемого раствора. Тип буровой коронки подбирают в зависимости от вида грунта.

Устройство анкерных свай системы «Титан» немецкой фирмы «Ишебек» и ей подобных производят посредством проходки в грунте скважины штангой ТВШ, наращиваемой звеньями за счет их соединения при помощи муфт в процессе бурения. При этом сразу через полость ТВШ с выпускными отверстиями буровой

коронки закачивают с минимальным напором в полость скважины буровой промывочный (тампонажный) цементный раствор (порой глинистую суспензию). Значения его водоцементного отношения зависят от вида грунта и принимают обычно от 0,8 до 1,0. После погружения тяги-штанги на проектную отметку в ее полость закачивают под большим напором (порядка 2-6 МПа с учетом показателей сжимаемости грунта) более густой цементный раствор (В/Ц от 0,3 до 0,4) для опрессовки окружающего скважину грунта и формирования несущего (корня) элемента анкерной сваи или нагеля, что сопровождается вытеснением из скважины тампонажного раствора вместе с буровым шламом в ее забое. Для регулирования давления инъекции устье скважины должно закрываться пробкой специальной конструкции. Если обеспечивается свободный выход бурового (тампонажного) раствора со шламом, то инъекционное давление снижается, приводя к ограничению вытеснения грунта в стороны и увеличению диаметра рабочего корня сваи или нагеля. При отсутствии выхода смеси из устья скважины давление инъекции и создаваемый диаметр ствола сваи (нагеля) выравниваются по всей глубине скважины и длине ствола.

Геометрические и прочностные характеристики основных типов несущих штанг даны в приложении (табл. П.7).

Устройство анкерных свай (нагелей) систем «Титан» и аналогичных допускается во всех видах песчаных, глинистых и скальных грунтов.

## ГЛАВА 2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА

### 2.1. Определение расчетных характеристик грунта

Значения характеристик грунтов природного сложения определяют, как правило, путем непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки их результатов по ГОСТ 20522-2012. При этом различают характеристики грунта:

нормативные:  $\gamma^H$ ,  $\varphi^H$ ,  $c^H$ ;

для расчётов по первой группе предельных состояний:  $\gamma_I$ ,  $\varphi_I$ ,  $c_I$ ;

для расчётов по второй группе предельных состояний:  $\gamma_{II}$ ,  $\varphi_{II}$ ,  $c_{II}$ .

Удельный вес грунта ( $\gamma$ ) для практических расчётов допускается принимать с учетом показателя точности оценки его среднего значения.

Для угла внутреннего трения ( $\varphi$ ) и удельного сцепления ( $c$ ) принимают только их минимальные значения.

При отсутствии результатов испытаний грунтов принимают нормативные значения угла внутреннего трения  $\varphi^H$  и удельного сцепления  $c^H$  по СНБ 5.01.01, а нормативное значение удельного веса грунта  $\gamma^H$  равным  $18 \text{ кН/м}^3$ . Расчётные значения характеристик грунта ненарушенного сложения в этом случае принимают следующими:

$$\gamma_I = 1,05\gamma^H, \gamma_{II} = \gamma^H; \quad \varphi_I = \varphi^H / \gamma_\varphi, \varphi_{II} = \varphi^H; \quad c_I = c^H / 1,5, c_{II} = c^H, \quad (1)$$

где  $\gamma_\varphi$  — коэффициент надежности по грунту, принимается равным 1,1 для песчаных и 1,15 - для глинистых грунтов.

Значения характеристик грунтов засыпки, уплотненных с коэффициентом уплотнения  $k_y$ , не менее 0,95 от их плотности в природном сложении устанавливают по свойствам этих же грунтов в природном залегании.

Соотношения между характеристиками грунтов засыпки и природного сложения принимают:

$$\gamma_{II}' = 0,95\gamma_{II}; \varphi_{II}' = 0,9\varphi_{II}; c_{II}' = 0,5c_{II}, \text{ но не более } 10 \text{ МПа.}$$

$$\gamma_I' = 0,95\gamma_I'; \varphi_I' = 0,9\varphi_I'; c_I' = 0,5c_I', \text{ но не более } 7 \text{ МПа;} \quad (2)$$

При определении давления от собственного веса грунта в расчётах по первой группе предельных состояний значения удельного веса грунта  $\gamma$  и  $\gamma'$  следует умножать на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . Их значения [15] приведены в таблице 2.

Таблица 2— Значения коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
<b>Постоянные</b>	
Собственный вес конструкции, вес грунта в природном состоянии, гидростатическое давление подземных вод	1,1
Вес уплотненного грунта в засыпке	1,15
Вес насыпного грунта	1,2
Вес дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5
<b>Временные длительные</b>	
От оборудования, складированных материалов, равномерно распределенная нагрузка на территории	1,2
<b>Временные кратковременные</b>	
От колесной НК-80 и гусеничной НГ-60 нагрузок	1,0
От погрузчиков и каров	1,2
От колонн автомобилей АБ	1,1

## 2.2. Боковые давления грунтов на ограждающие конструкции

Боковое давление грунта на ограждающие конструкции (шпунтовые, траншейные, свайные стены и др.) зависит от горизонтальных перемещений ( $y$ ) этих конструкций.

Качественная зависимость величины давления от относительных деформаций показана на рисунке 20, где обозначены:

$\sigma_a$  - активное давление (распор) грунта;

$\sigma_o$  - боковое давление грунта (распор) в состоянии покоя;

$\sigma_p$  - пассивное давление (отпор) грунта.



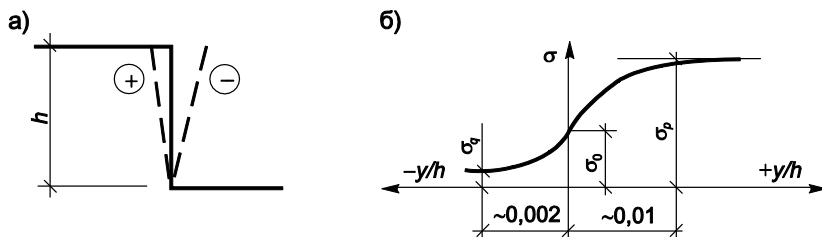


Рис. 20 . Изменение бокового давления грунта при смещениях ограждения:  
а — схема смещения ограждения; б — зависимость  $\sigma = f(y/h)$  [14]

Знак + принят при перемещении конструкции в направлении грунтового массива.

Давление грунта в покое  $\sigma_o$  принимают при неподвижной стене или выполнении условия  $y/h < 0.0005$ , где  $h$  - высота конструкции.

Активное или минимальное давление  $\sigma_a$  (распор) возникает при движении стены от грунта и условию  $y < y_a = 0,001h$ .

Пассивное или максимальное давление  $\sigma_p$  (отпор) создается при смещении стены в сторону грунта.

В однородном грунте вертикальные напряжения от собственного веса грунта ( $\sigma_z$ ) на глубине  $z$  будут равны

$$\sigma_z = \gamma \cdot z, \quad (3)$$

горизонтальные напряжения на этой глубине находят по формуле:

$$\sigma_{a(p)(o)} = K_{a(p)(o)} \cdot \sigma_z, \quad (4)$$

где  $\gamma, z, K_{a(p)(o)}$  — соответственно: удельный вес грунта,  $\text{kH/m}^3$ ; толщина слоя, м; коэффициент бокового давления (активного, пассивного, покоя) грунта.

Эпюра горизонтального давления (распора) несвязного грунта показана на рисунке 21,а.

Коэффициент активного давления  $K_a$  при гладкой вертикальной стенке и горизонтальной поверхности грунта находят по формуле:

$$K_a = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \quad (5)$$

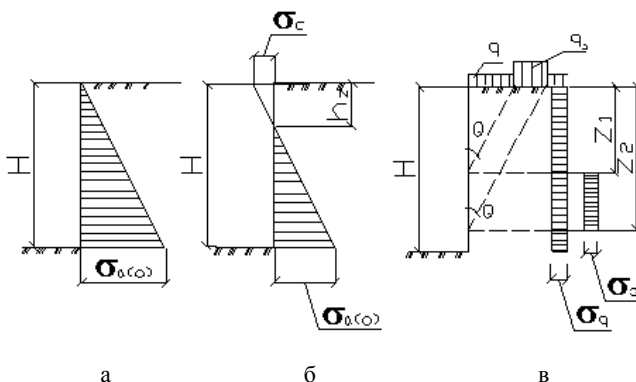


Рис.21. Схемы к определению давления грунта на ограждение котлована:

а – эпюра распоров несвязного грунта; б – эпюра распоров связного грунта;  
в – эпюры распоров от временной нагрузки на призме обрушения

Коэффициент пассивного давления  $K_p$  при тех же условиях определяют зависимостью

$$K_p = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (6)$$

Коэффициент бокового давления  $K_0$  для сыпучего грунта в покое определяют в соответствии с зависимостью Яки

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (7)$$

где  $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта.

У связных грунтов значения горизонтальных составляющих давлений активного и в покое уменьшаются, а пассивного — увеличиваются на величину  $\sigma_c$ , кПа:

$$\sigma_c = \pm 2c \sqrt{K_{a(p)(o)}}, \quad (8)$$

где  $c$  удельное сцепление, кПа.

В этом случае распорное (активное или в покое) давление практически отсутствует до глубины  $h_z$  (рис. 21.б), м

$$h_z = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_{a(o)}}} \quad (9)$$

Равномерно распределенная нагрузка  $q$ , кПа, на поверхности и полосовая нагрузка  $q_0$ , кПа, увеличивают горизонтальное давление соответствующего слоя грунта на величины  $\sigma_q$  и  $\sigma_0$ , кПа, (рис.21.в).

$$\sigma_q = q K_{a(o)}; \quad \sigma_0 = q_0 K_{a(o)} \quad (10)$$

### **2.3. Гидростатическое и гидродинамическое давления воды**

Для всех грунтов ниже уровня подземных вод, кроме глин с числом пластичности  $I_p > 20$ , учитывают полное гидростатическое давление на ограждение, которое рассчитывают по формуле

$$q_w = h_w \cdot \gamma_w, \quad (11)$$

где:  $h_w$  - высота столба воды;  $\gamma_w$  – удельный вес воды, принимаемый равным  $10 \text{ кН/м}^3$ .

Для водонасыщенных грунтов при коэффициенте фильтрации  $K > 10^{-8} \text{ м/с}$  их удельный вес во взвешенном состоянии рассчитывают по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{1 + e}, \quad (12)$$

где  $\gamma_s$ ,  $e$  – удельный вес частиц и коэффициент пористости грунта.

В глинистых грунтах с числом пластичности  $I_p > 20$  и коэффициентом фильтрации  $K < 10^{-8} \text{ м/с}$  в расчетах устойчивости учитывают взвешивающую силу подземной воды, действующую на призму скольжения. В самой призме скольжения вес грунта принимают без взвешивания водой.

При расчете свайных и траншейных стен учитывают возможность образования щели между ними и связными грунтами, которую может заполнить вода. Эпюру распора грунта при этом на высоту щели дополняют гидростатическим давлением воды (рис. 22).

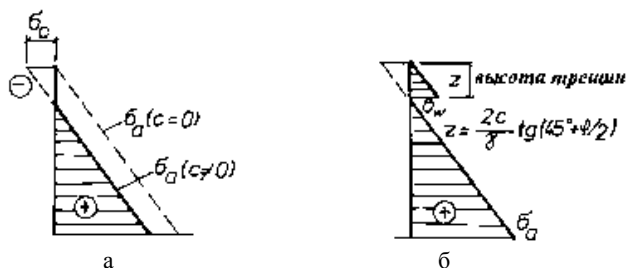


Рис. 22. Учет влияния сцепления при определении его распора грунта:

а — однородное основание без учета давления воды; б — то же, с учетом давления воды в щели

Глубину щели ( $z$ ) определяют по формуле:

$$z = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (13)$$

где  $c$  — сцепление грунта, кПа;  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта, град;  $\gamma$  — удельный вес грунта,  $\text{кН/м}^3$ .

Если уровни подземной воды в грунте за ограждением (снаружи отрываеваемой траншеи или буровой скважины) и ниже дна котлована (в траншее или внутри скважины) отличаются, то возникает фильтрационный поток в направлении от его более высокого к низкому уровню (перепад уровней  $\Delta h$ ). В таком случае на ограждающую стену или борта траншеи и скважины за счет разности напоров воды передается дополнительное гидродинамическое (*фильтрационное*) давление  $D_f$ . Значение фильтрационного давления на погонный метр стены на соответствующей глубине определяется по формуле

$$D_f = \gamma_w J \cdot 1 \text{ м}, \quad (14)$$

где  $J = \frac{\Delta h}{\Delta L}$  — гидравлический градиент (падение напора воды  $\Delta h$  на пути фильтрации  $\Delta L$ ), безр.;

$\gamma_w$  — удельный вес воды, принимают равным  $10 \text{ кН/м}^3$ .

Чтобы исключить фильтрационное давление на ограждение воду за ним откачивают до уровня ниже дна котлована. В подпорных стенах делают дренажные отверстия над поверхностью (отмосткой) дна котлована для выпуска через них воды в систему каптажа.

В траншеях или скважинах для предотвращения размыва грунта восходящим фильтрационным потоком предусматривают доливку воды выше уровня снаружи. В таком случае фильтрационный поток направляется в противоположную сторону и даже способствует уплотнению окружающего грунта, повышая устойчивость его бортов.

#### 2.4. Давления грунтов от временных нагрузок на призме обрушения за ограждением

При расчете ограждения котлована учитывают временные нагрузки на призме обрушения (рис. 23):

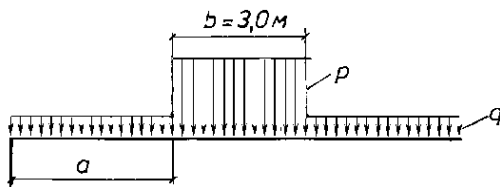


Рис.23. Схема временной нагрузки от автотранспорта и строительных механизмов; а – расстояние до бровка котлована

- от веса материалов и возможной отсыпки грунта, в виде равномерной нагрузки интенсивностью  $q$ , не менее 20 кПа;
- от автотранспорта, проходящего по дороге вдоль котлована в виде полосовой нагрузки  $q_3$  шириной 3 м для каждого ряда машин.

При весе машин и механизмов до 250 кН  $q_3$  принимают:

$q_3 = 20 \text{ кН/м}^2$	при значении $a$	от 3 до 2 м;
$q_3 = 30 \text{ кН/м}^2$	при значении $a$	от 2 до 1 м;
$q_3 = 40 \text{ кН/м}^2$	при значении $a$	от 1 до 0,6 м

Для более тяжелых машин и механизмов учитывают повышающий коэффициент:

1,2 - при весе машин 300 кН;

1,9 - при весе машин 450 кН;

2,5 - при весе машин 600 кН.

Нагрузка для промежуточных значений их веса должна приниматься по линейной интерполяции в указанных выше диапазонах.

От гусеничных и колесных экскаваторов (кранов) при расстоянии от стены до гусеницы или колеса равном 0,6 м принимают полосовую нагрузку  $q_3$  шириной 1,5 м (рис. 24).

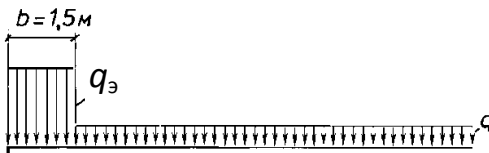


Рис. 24. Схема загрузки поверхности грунта у стен от гусеничных и колесных экскаваторов

Интенсивность нагрузки в зависимости от рабочего веса механизма принимают:

$q_3 = 30 \text{ кН/м}^2$  при весе 100 кН;

$q_3 = 60 \text{ кН/м}^2$  - 300 кН;

$q_3 = 90 \text{ кН/м}^2$  - 500 кН;

$q_3 = 120 \text{ кН/м}^2$  - 700 кН.

Ее промежуточные значения вычисляют по интерполяции.

От веса козлового крана (КК-20-26 и аналогичные) принимают эквивалентную полосовую нагрузку  $q_3 = 82,5 \text{ кПа}$  с шириной равной длине полушпалы (1,375 м).

Эпюры давления от временной нагрузки на призме обрушения показаны на рис.21,в. Значения давлений рассчитывают по формуле (10). Угол наклона поверхности скольжения к вертикали  $Q$  (град) определяют по выражению

$$Q = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad (15)$$

## 2.5. Принципы расчета конструктивных элементов в ограждениях котлованов

Расчет ограждений котлованов с их креплениями выполняют по двум группам предельных состояний.

При первой группе предельных состояний оценивают:

- устойчивость положения конструкции против сдвига, опрокидывания и поворота;
- прочность элементов конструкций и узлов соединения;
- несущую способность грунтов и прочность анкерных элементов;
- устойчивость (продольный изгиб) и прочность распорных элементов.

Во второй группе предельных состояний выполняют расчеты по деформациям преимущественно конструктивных элементов ограждений и их креплений.

Расчёты производят на расчётные нагрузки, которые определяют как произведение нормативных их значений на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , учитывающие возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону, которые принимают в зависимости от группы предельного состояния.

Значения  $\gamma_f$  при расчёте по первой группе предельных состояний принимают по таблице 2, по второй группе — равными 1.

Глубину заложения конструкций ограждения определяют статическими расчетами.

Стены ограждения могут быть консольными (свободностоящими), анкеруемыми и подпертыми (рис.25).

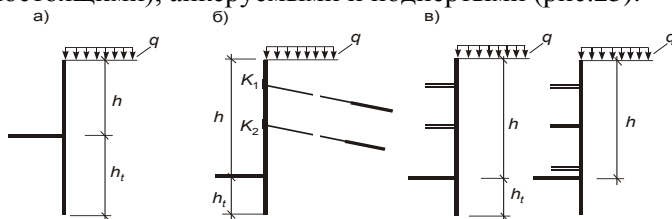


Рис. 25. Варианты креплений ограждающих стен: а - консольные; б - заанкеренные; в - подпертые

При определении глубины погружения консольных стен ниже дна котлована учитывают необходимость их заземления в грунте.

Расчетная схема погруженных ниже дна котлована анкеруемых и подпертых стен в зависимости от их жесткости может быть с шарнирной заделкой или с заземлением в грунте.

Критерием оценки жесткости стены является отношение приведенной высоты ее сечения ( $d_{av}$ , м), к глубине погружения ниже дна котлована ( $h_t$ , м). Значение  $d_{av}$  определяют по формуле:

$$d_{av} = \sqrt[3]{\frac{12I}{D+J}}, \quad (16)$$

где  $I$  - момент инерции, м<sup>4</sup>;

$D$  - ширина опоры (диаметр сваи, поперечный размер двутавровой балки), м;

$J$  - зазор между опорами, м.

При  $d_{av} \geq h_t$  стена имеет повышенную жесткость и для ее расчета используют схему Якоби (рис.26,а), которая предусматривает поворот стены (опоры) вокруг несмещаемого центра (оси постановки расстрела, анкера) в состоянии предельного равновесия.

Решая систему двух уравнений ( $\sum X = 0$  и  $\sum M_0 = 0$ ), находят неизвестные величины  $R_a$  (опорная реакция) и  $h_t$  (глубина погружения стены (опоры) ниже дна котлована).

По этой схеме рассчитывают, как правило, ограждения в виде траншейных, свайных стен, а также с опорами из двутавровых балок и других жестких конструкций.

Для гибких заземленных в грунте шпунтовых стен (рис.26,б), величину  $h_t$  определяют численным расчетом или с использованием графоаналитического метода Блюма-Ломейера. Для таких стен помимо значений  $h_t$  и  $R_a$  определяют и изгибающий момент в заделке.



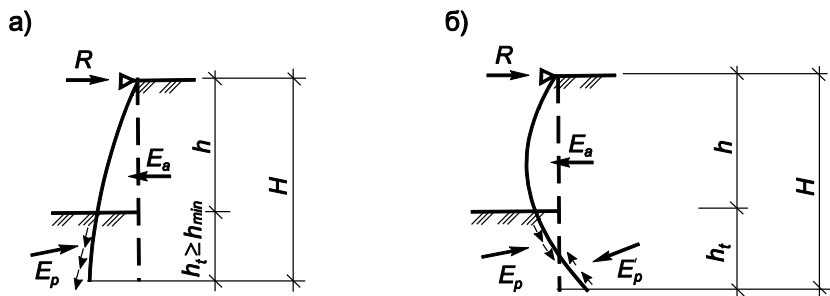


Рис. 26. — Расчетные схемы анкеруемой стены при изменении ее жесткости: а — жесткая стена (для расчета по схеме Якоби); б — гибкая стена (для расчета по схеме Блума-Ломейера) [15]

В расчётах учитывают варианты конструктивных решений стен:

- непрерывные по длине;
- свайно-балочные с прерывистым расположением опор.

У непрерывных стен расчет ведут для 1 м погонной длины.

Для свайно-балочных ограждений активную нагрузку на каждую опору рассчитывают с учетом расстояния между опорами. Пассивный отпор грунта определяют для приведенной ширины полки двутавра или диаметра трубы опоры, учитывая их пространственный характер работы.

На рис. 27 даны расчетные схемы свободностоящей и анкеруемой в одном уровне стены,

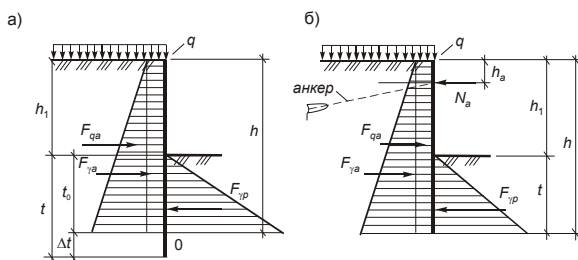


Рис.27. Расчетные схемы ограждающих котлованы стен:

а — свободностоящая; б — заанкеренная в одном уровне

Для свободностоящей стены упрощенный расчет глубины погружения  $t_0$  (см. рис.27,а) выполняют, исходя из условия  $\sum M_0 = 0$  [5].

Для удобства расчета эпюры давлений разбивают на прямоугольные и треугольные участки (см. рис.27,а). Равнодействующие давления  $F_{qa}$ ,  $F_{\gamma a}$ ,  $F_{\gamma p}$  прикладывают в центре тяжести соответствующего участка и принимают равными произведению площади на расчетный размер в поперечном направлении. Далее определяют моменты равнодействующих сил относительно точки О (см. рис.27,а).

Фактическую глубину погружения стены, необходимую для обеспечения ее защемления в грунте, получают по формуле:  
 $t = t_0 + \Delta t = 1,2 t_0$ .

Для подпертых и анкеруемых жестких стен (см. рис.27,б) глубину  $t$  и усилия в расстреле (анкере) определяют, решая уравнения статики  $\sum X = 0$  и  $\sum M_0 = 0$  [5]. Моменты сил рассчитывают относительно оси упорного пояса для расстрела или анкера.

При применении предварительно напряженных анкеров для крепления стен ограждения котлована в расчетах учитывают, что стенка на уровне их яруса не будет перемещаться в сторону котлована до тех пор, пока нагрузка на анкер не превысит усилие предварительного напряжения его тяги. Давление грунта в этом случае определяют с использованием редуцированного коэффициента

$$K_o' = K_o + 0,5(K_p - K_o). \quad (17)$$

### 2.5.1. Расчет общей устойчивости системы «ограждение – анкер – грунт»

Оценка общей устойчивости системы «ограждение-анкер-грунт» включает расчеты возможных схем обрушения по криволинейной (рис.28,а) и ломаной (рис.28, б) поверхностям скольжения.

В первом случае расчет выполняют методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения, во втором рассчитывают по методу Кранца [11] из условия, что после преодоления прочности грунтов на сдвиг в системе образуется "глубокая линия скольжения".

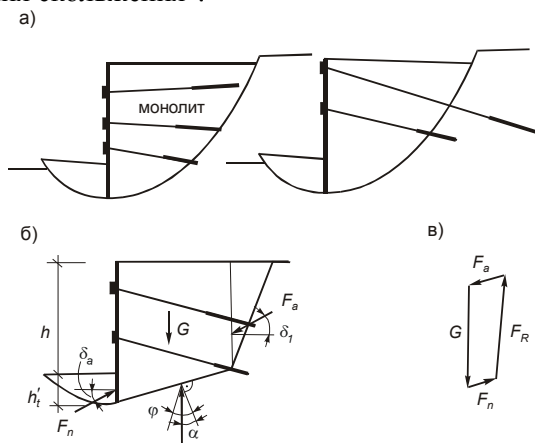


Рис. 28. Схема к расчету общей устойчивости стен с анкерами в несколько ярусов при сдвигах по поверхностям: а – криволинейной; б – ломаной

За "глубокую линию скольжения" принимают прямую между точкой поворота анкеруемой стенки и точкой *c*, расположенной посередине длины корня анкера (рис.29). Построенный из условия равновесия заштрихованной призмы силовой многоугольник (рис.29) включает в себя вес грунта *m*, равнодействующую активного давления грунта  $E_a$  на ограждение, реакцию  $F_{sr}$ , несущую способность анкера  $F_b$  и равнодействующую активного давления грунта  $E'_a$  на фиктивную анкерную стенку.

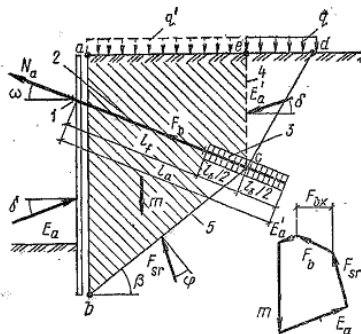


Рис. 29. Расчетная схема к определению общей устойчивости ограждения по Кранцу [11]

Силовой многоугольник позволяет определить горизонтальную проекцию  $F_{ax}$  несущей способности анкера, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости.

Коэффициент надежности  $K_s$  системы «стена-анкер-грунт» на опрокидывание определяют по формуле:

$$K_s = \frac{F_{ax}}{F_{wx}} > \gamma_q, \quad (18)$$

где  $F_{ax}$  – горизонтальная проекция несущей способности грунта в основании анкерного корня (расчетная предельная нагрузка на анкер, определяемая из расчета устойчивости системы «сооружение-анкер-грунт»);

$F_{wx}$  – горизонтальная проекция выдергивающего усилия на корень анкера. Наиболее неблагоприятная комбинация внешних нагрузок на ограждающую конструкцию.

$\gamma_q$  – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 (для временных ограждений).

Вес грунта вычисляют по формуле:

$$m = \gamma_{cp} \cdot S \cdot T, \quad (19)$$

где  $S$  – площадь призмы обрушения,  $m^2$ ;

$T$  – ширина призмы обрушения, м;

$\gamma_{cp}$  - усредненный удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>.

Равнодействующие активного давления грунта  $E_a$  на ограждение и  $E'_a$  на фиктивную анкерную стену определяют по их эпюрам, построенным соответственно для таких стен.

Реакцию массы грунта  $F_{sr}$  (см. рис.36) вычисляют по формуле:

$$F_{sr} = \frac{m}{\cos \varphi}, \quad (20)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

## 2.6. Расчет свайно-балочного ограждения с расстрелами

### 2.6.1. Расчет забирки между опорами ограждения

Забирка между опорами свайно-балочного ограждения из досок, брусков или бревен (сосна или ель 2-го сорта) подвержена изгибу как балка на двух опорах (см. рис.1). Нагрузка на нижнюю, наиболее нагруженную доску составляет

$$P = b \cdot \sigma_{\Sigma} \cdot k, \quad (21)$$

где  $b$  – ширина элемента забирки, м;

$\sigma_{\Sigma}$  – горизонтальное суммарное давление на уровне середины нижнего элемента, определяемое по эпюрам нагрузок, кПа;

$k = 1,2$  – коэффициент перегрузки.

Изгибающий момент в забирке равен

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}, \quad (22)$$

Условие прочности

$$\frac{M}{W} \leq R_u, \quad (23)$$

где  $W$  – момент сопротивления поперечного сечения: для

прямоугольного элемента  $W = \frac{b \cdot \delta^2}{6}$ ; для круглого леса  $W = 0,1 \cdot d^3$ ,  
м<sup>3</sup>,

где  $\delta$ ,  $d$  – толщина доски(бруска) и диаметр, м;

$R_u$  – расчетное сопротивление древесины изгибу,  $R_u=15000$  кПа

Исходя из условия прочности забирки и задаваясь толщиной доски  $\delta$ , можно найти ее длину  $l_1$ , или при известном значении  $l_1$  подобрать необходимую по условию прочности толщину  $\delta$ .

Длину забирки определяют по формуле:

$$l_1 = 2\delta \sqrt{\frac{R_u}{3P}}. \quad (24)$$

### 2.6.2. Расчет опор свайно-балочного ограждения

По табл.П.5 предварительно определяем номер двутавра для стоек. Уточняем их шаг  $l=l_1+0,5b$ , где  $b$  - ширина полки двутавра.

Определяем активное и пассивное давления на стойку ограждающей конструкции. Участки эпюр напряжений ниже последнего расстрела (анкера) разбиваем на элементарные геометрические фигуры (треугольники, прямоугольники) и определяем равнодействующие усилия.

Выше дна котлована равнодействующая будет равна площади выбранного участка эпюры напряжений, умноженной на шаг стоек. При определении равнодействующих усилий ниже дна котлована учитывают, что активное давление прикладывается в пределах ширины полки двутавра, а при определении равнодействующей пассивного напряжения учитывают пространственный характер работы конструкции (п.6.59 [15]).

Равнодействующие усилия прикладывают в центре тяжести соответствующего участка эпюры напряжений и определяют величины изгибающих моментов от них относительно нижнего расстрела (анкера).

Исходя из условия  $\Sigma M = 0$ , находят минимальную глубину погружения стойки ниже дна котлована.

Далее производят проверку прочности материала стойки. Стойку рассматривают как балку, работающую на изгиб. В пределах глубины котлована опорами балки служат расстрелы (анкера). Ниже дна котлована в расчете учитывается фиктивная опора на глубине  $0,5h_1$  (для глинистых грунтов) и  $0,6h_1$  - для песчаных грунтов. Балку нагружают активным давлением, пассивное давление в запас прочности не учитывают. Определяют максимальный изгибающий момент  $M_{max}$  и реакции опор (R) Расчеты выполняют с применением программы SCAD и др.

Требуемый момент сопротивления сваи находят из условия прочности

$$\frac{M_{max}}{W} \leq R_y , \quad (25)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кПа.

Исходя из прочностного расчета уточняют фактический шаг их расположения по длине котлована

В случае недостаточной прочности материала стойки целесообразно изменить положение распорки по высоте или увеличить глубину стойки в грунте с тем, чтобы за счет обеспечения ее защемления уменьшить изгибающие моменты в ее поперечных сечениях.

### 2.6.3. Расчет продольных обвязочных поясов ограждений

Продольные пояса обвязки стен котлована работают на изгиб в горизонтальной плоскости. Расчет выполняют по схеме многопролетной неразрезной балки с пролетами ( $l$ ), равными расстоянию между осями расстрелов или анкеров. Балку загружают опорными реакциями стоек ( $R$ ) рассчитанными в п.2.6.2. Сечение продольного пояса (обычно двутавр или швеллер) определяют из условия прочности. Расчетная схема пояса обвязки приведена на рис.30.

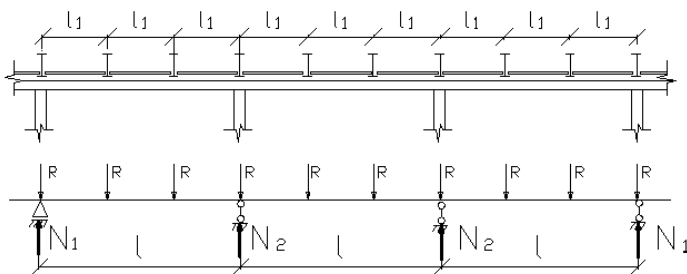


Рис.30. Расчетная схема обвязочного пояса в ограждении

### 2.6.4. Расчет расстрелов

Расстрелы рассчитывают на действие горизонтальных и вертикальных нагрузок по схеме однопролетной балки. Продольное усилие  $N$  определяют из условия  $N = l \cdot N_2$ , где  $N_2$  – опорная



реакция в продольном обвязочном поясе на ярусе размещения расстрела (рис.31).

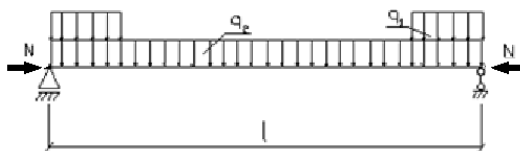


Рис.31. Расчетная схема расстрела

Вертикальная нагрузка состоит из суммарного веса подвешенных к расстрелу подземных коммуникаций и утеплительных устройств (при работе в зимнее время), настила и материалов на нем,  $q_1=2-5$  кН, а также самого расстрела  $q_2$ . Если такая общая нагрузка незначительна, расчет ведут на сжатие с учетом продольного изгиба, соблюдая условие:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (26)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент продольного изгиба, определяют по табл.П.1;  
 $A$  – площадь поперечного сечения расстрела,  $m^2$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кПа;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы,  $\gamma_c = 0,95$ .

При назначении  $\varphi_e$  необходимо найти относительный эксцентриситет приложения нагрузки. Для этого определяют моменты  $M_N$  от:

случайного эксцентриситета нагрузки  $N$ :

$$M_N = 0,01 N, \quad (27)$$

и распределенной нагрузки от собственного веса расстрела

$$M_q = ql^2/8, \quad (28)$$

где  $q$  – вес 1 м.п. расстрела, кН;  $l$  – длина расстрела, м.

Эксцентриситет приложения нагрузки будет равен

$$e = \frac{M_N + M_q}{N_p} \quad (29)$$

Относительный эксцентриситет приложения нагрузки

$$m = \frac{e \cdot A}{W}, \quad (30)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения расстрела,  $\text{м}^2$ ;

$W$  – момент сопротивления,  $\text{м}^3$ .

Условную гибкость рассчитывают по формуле:

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (31)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести,  $\text{кПа}$ ;

$E$  – модуль упругости стали,  $\text{кПа}$ ;

$$\lambda \text{ – гибкость} \quad \lambda = \frac{l_0}{r_x}, \quad (32)$$

$r_x$  – радиус инерции,  $\text{м}$ ;  $l_0$  – расчетная длина расстрела,  $\text{м}$

$$l_0 = \mu \cdot l, \quad (33)$$

$\mu$  – коэффициент приведения длины ( $\mu=1,0$ ),  $l$  – длина расстрела.

Затем определим относительный эксцентриситет  $m_{ef}$

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (34)$$

где  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения согласно табл.П. 2;

$m$  – относительный эксцентриситет,  $\text{м}$ .

При наличии на расстрелах значительных вертикальных нагрузок и большого собственного веса расстрелы рассчитывают как сжато-изогнутые стержни на продольно-поперечный изгиб

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} + \frac{M_{max}}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (35)$$

## 2.7. Расчет буринъекционных анкеров

Расчетное проектное усилие на одиночный анкер  $N_a$  должно удовлетворять условию [16]:

$$N_a \geq N, \quad (36)$$

где  $N$  – вырывающее усилие в голове анкера, передаваемое от заанкеренной конструкции.

Величина  $N_a$  не должна превышать расчетного допускаемого усилия  $F_d$  (при допущении возможной неработоспособности одного из десяти анкеров):

$$N_a \leq F_d, \quad (37)$$

$$F_d = \frac{N_{max}}{\gamma_n}, \quad (38)$$

Величины максимальных для анкера усилий  $N_{max}$  и коэффициентов надежности по грунту  $\gamma_n$  приведены в таблице 3.

Расчетное усилие в анкерной тяге по материалу  $F_{bt}$ , кН, определяют:

- по условию прочности тяги при разрыве

$$F_{bt} = \sigma_s \cdot A_m, \quad (39)$$

где  $\sigma_s$  – временное сопротивление разрыву тяги, МПа, табл. П.6;

$A_m$  – площадь ее поперечного сечения, м<sup>2</sup>.

- по условию недопустимого удлинения анкерной тяги

$$F_{bt}^{0.2} = \sigma_{0.2} \cdot A_m, \quad (40)$$

где  $\sigma_{0.2}$  – минимальный условный предел текучести арматуры, МПа, определяемый табл. П.6 приложения;

$A_m$  – площадь поперечного сечения анкерной тяги, м<sup>2</sup>.

Таблица 3. Значения коэффициентов надежности по грунту в зависимости от максимального усилия на анкер [16]

Гарантируемая минимальная безопасность	Коэффициент надежности по грунту $\gamma_n$ для временных анкеров	Максимальное усилие на анкер $N_{max}$ , принимаемое равным	Метод определения $N_{max}$
На пределе прочности закрепления в голове анкера	1,6	$F_{ba}$	Стеновыми испытаниями головы анкера
От недопустимого удлинения тяги анкера	1,4	$F_{bt}$	Расчетом
От разрыва тяги анкера	1,65	$F_{bt}$	Расчетом
На пределе сцепления тяги или замка с цементным камнем корня	1,6 (1,2)	$F_{bk}$	Испытаниям и или расчетом
На пределе несущей способности грунтового основания	1,3	$F_{bh}$	Испытаниям и или расчетом
<p><math>F_{ba}</math> – расчетное усилие на пределе прочности закрепления в голове анкера, кН; <math>F_{bt}</math> – расчетное усилие на пределе прочности тяги, кН; <math>F_{bk}</math> – расчетное усилие на пределе сцепления тяги с цементным камнем, кН; <math>F_{bh}</math> – расчетное усилие на пределе сопротивляемости грунтового основания, кН;</p>			

Расчетное усилие на анкер по несущей способности грунта  $F_{bh}$ , кН, определяют по формуле

$$F_{bh} = 3,14 \sum D l_{ak} R_{fp} \gamma_{cf} + 0,785 \sum R_c (D^2 - d^2) \gamma_{cR}, \quad (41)$$

где  $D$  - диаметр анкерного корня, м;

$d$  - диаметры скважины и тампонажной обоймы, м;

$R_{fp}$  - контактное сопротивление сдвигу грунта по боковой поверхности корня анкера, кПа; Значение  $R_{fp}$ , кПа, для песчаных и глинистых грунтов Беларуси определяют по корреляционным зависимостям (42-46);

$R_c$  - расчетное сопротивление грунта сжатию по лобовой поверхности корня анкера, кПа, табл.П.3;

$l_{ak}$  - длина цилиндрической части корня анкера, м;

$\gamma_{cR}$  - коэффициенты условий работы грунта перед корнем или его уширениями, принимаемые равными  $\gamma_{cR} = 1$  (кроме случая

устройства корня или ствола сваи без опрессовки в глинистом грунте при показателе текучести  $I_L \geq 0,5$ , когда  $\gamma_{cR} = 0,8$ ) при отсутствии динамических воздействий на грунт. При интенсивных колебаниях грунта вокруг анкера значения  $\gamma_{cR}$  дополнительно умножаются на понижающие коэффициенты  $\gamma_{cRd}$  согласно табл. П.4, зависящие от диапазона ускорений колебаний и вида грунта;

$\gamma_{cf}$  — коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности анкерного корня при отсутствии динамических воздействий на грунт принимают  $\gamma_{cf} = 1$ , если  $R_{fp}$  вычислены по корреляционным зависимостям (42-46). В случаях интенсивных колебаний грунта вокруг анкера, значения  $\gamma_{cf}$  дополнительно умножают на понижающие коэффициенты  $\gamma_{cfd}$ , принимаемые по табл. П.4, в зависимости от диапазона ускорений колебаний и вида грунта.

Сопротивления  $R_{fo}$ ,  $R_{fp}$ ,  $R_c$  определяют с учетом угла наклона, глубины анкера, вида грунта.

Корреляционные зависимости для значений контактного сопротивления сдвигу грунта вдоль анкерного корня, создаваемого заливкой смеси без опрессовки ( $R_{fo}$ ) и создаваемого нагнетанием смеси в скважину под давлением ( $R_{fp}$ ), кПа, принимают:

— для маловлажных песков средней крупности (при коэффициенте пористости грунта  $e = 0,6—0,85$ )

$$R_{fo} = 113 - 123 \cdot e; \quad R_{fp} = 283 - 269 \cdot e, \quad (42)$$

— для маловлажных крупных песков (при  $e = 0,6—0,85$ )

$$R_{fo} = 116 - 123e; \quad R_{fp} = 291 - 269e, \quad (43)$$

— для маловлажных гравелистых песков (при  $e = 0,6—0,85$ )

$$R_{fo} = 82 - 84e; \quad R_{fp} = 371 - 386e, \quad (44)$$

— для пылеватых супесей твердой консистенции (при  $e = 0,5—0,8$ )

$$R_{fo} = 105 - 123e; \quad R_{fp} = 114 - 113e. \quad (45)$$

При показателе текучести таких супесей  $I_L$  от 0,25 до 0,5 и в 3,3 раза — при  $I_L$  от 0,75 до 0,9 значения, определенные по корреляционным зависимостям (42-45), уменьшают в 1,8 раза;

— для суглинков моренных (при  $e = 0,3—0,35$ , при влажности грунта  $W = 5—18\%$ )

$$R_{fo} = 98 - 4,2W; \quad R_{fp} = 126 - 3,6W. \quad (46)$$

Следует также проверять достаточность сопротивлений сдвигу тяги вдоль цементного камня по длине корня.

## **2.8. Особенности расчета армируемого нагелями ограждающей котлован конструкции**

Такой расчет, исходя из совместную работу нагелей с грунтом, должен обеспечить общую устойчивость закрепленного нагелями грунта в составе ограждения котлована. Методика расчета включает следующие этапы [15]:

1. Определение параметров армирования массива (количество ярусов, шаг установки, длина, наклон, диаметр нагелей) из условия обеспечения совместной работы нагелей и грунта. На этом этапе расчета проверяют работоспособность наиболее нагруженного нагеля: оценивают прочность тяги, сцепление тяги с цементным камнем, несущую способность грунта, окружающего нагель. Должны выполняться условия (37, 38).

Несущую способность нагеля по грунту определяют по формуле

$$F_{bh} = 3,14D \cdot l \cdot R_{fo}, \quad (47)$$

где  $D$  - диаметр скважины;  $l$  - длина нагеля, м;  $R_{fo}$  - контактное сопротивление сдвигу грунта по боковой поверхности нагеля, принимается по зависимостям (42 - 46), кПа.

Прочность тяги при разрыве определяют по формуле (39).

Расчетное усилие на пределе сцепления арматурного стержня у нагеля с цементным камнем (сопротивление сдвигу)  $F_{bk}$ , кН, определяют по зависимости:

$$F_{bk} = 3,14l_{ta} \cdot d \cdot R_{bp}, \quad (48)$$

где  $d$  – диаметр стержня, м;  $l_{ta}$  – анкеруемая в заделке длина стержня, м;  $R_{bp}$  – передаточная прочность цементного камня, кПа.

2. Проверка длины нагелей из условия устойчивости армированного массива на опрокидывание и сдвиг по основанию. Грунт возле борта котлована, закрепленный нагелями, рассматривают как армированную конструкцию  $ABCD$  (рис.32) в виде гравитационной стены, потеря устойчивости которой может произойти в результате сдвига по поверхности  $A-B$  или опрокидывания вокруг точки  $A$ . Проверяют выполнение условий:

$$\frac{\Sigma M_{y\delta}}{\Sigma M_{opr}} \geq \frac{\gamma_n}{\gamma_c}, \quad (49)$$

$$\frac{G \cdot tg\varphi}{\Sigma E_i} \geq \frac{\gamma_n}{\gamma_c}, \quad (50)$$

где  $\Sigma M_{y\delta}$  - сумма моментов от удерживающих армированный массив сил относительно центра вращения (точка  $A$ ), кН.м;

$\Sigma M_{opr}$  - сумма моментов опрокидывающих сил относительно того же центра, кН м;

$G$  - вес армированного грунта, кН;

$\Sigma E_i$  – равнодействующая сдвигающих сил, кН;

$\gamma_n, \gamma_c$  – коэффициенты надежности и условий работы.

В формулах (49, 50) при определении удерживающих усилий учитывают только постоянные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,9$ .

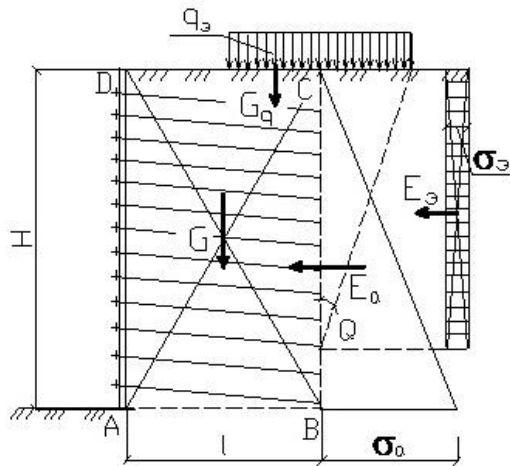


Рис.32.Расчетная схема к определению устойчивости армированного нагелями массива



## 2.9. Расчет устойчивости стен траншеи заполненной глинистым раствором

Борта траншеи при строительстве ограждения котлована методом «стена в грунте» от обрушения удерживает тиксотропный раствор, приготовленный на основе бентонитовых глин, плотность раствора должна быть такой, при которой будет обеспечена устойчивость траншеи на период ее разработки.

Уровень суспензии в выработках принимают на 1,0-1,5 м выше по сравнению с водой в окружающем массиве.

Расчет ведут исходя из выполнения условия равновесия в каждой точке стены по всей высоте траншеи

$$\sigma_{az} + \sigma_{wz} = \sigma_{pz} / \gamma_n, \quad (51)$$

где  $\sigma_{az}$ ,  $\sigma_{wz}$ ,  $\sigma_{pz}$  соответственно активное давление грунта, гидростатическое давление и давление глинистого раствора на глубине  $z$ ;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности ( $\gamma_n=1.1$ ).

$$\sigma_{pz} = \gamma_p \cdot h_{pz}, \quad (52)$$

где  $\gamma_p$  - удельный вес глинистого раствора;  $h_{pz}$  расстояние от наименьшего уровня раствора в траншее при производстве работ до глубины  $z$ .

При расчете учитывают, что в процессе разработки траншеи уровень глинистой суспензии должен постоянно находиться в пределах высоты направляющих стенок, при погружении ковша грейфера ее уровень должен быть на 5—20 см ниже верхней, а при извлечении — на 30 см выше нижней кромки направляющих стенок формовочных.

Расчетная схема выбирается в зависимости от соотношения длины (В) и глубины (Н) траншеи (захватки).

Для длинных траншей ( $B/H > 2$ ) применима плоская схема расчета (рис.33)

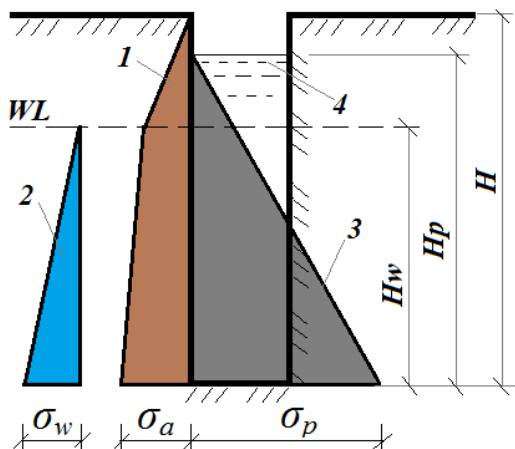


Рис.33. Расчетная схема к расчету устойчивости стен траншеи

При расчете коротких траншей ( $B/H \leq 2$ ) необходимо учитывать пространственно - деформативное состояние грунтового массива (пространственная задача), связанное с образованием горизонтального разгружающего свода. Это можно сделать двумя способами:

- Статическим расчетом возможного оползня в предельном состоянии;
- Введением поправочного понижающего коэффициента к активному давлению грунта  $\sigma_{az}$  в уравнении (51) [7].

Понижающий коэффициент  $A$  (Huder, 1972) вычисляют по формуле

$$A = \frac{1 - e^{-2nK_a t g \varphi}}{2nK_a t g \varphi}, \quad (53)$$

где  $n$  – коэффициент, равный отношению глубины траншеи к длине захватки  $n = H/B$ .

На рис.34 приведена номограмма для определения коэффициента  $A$  для некоторых значений  $K_a t g \varphi$ .

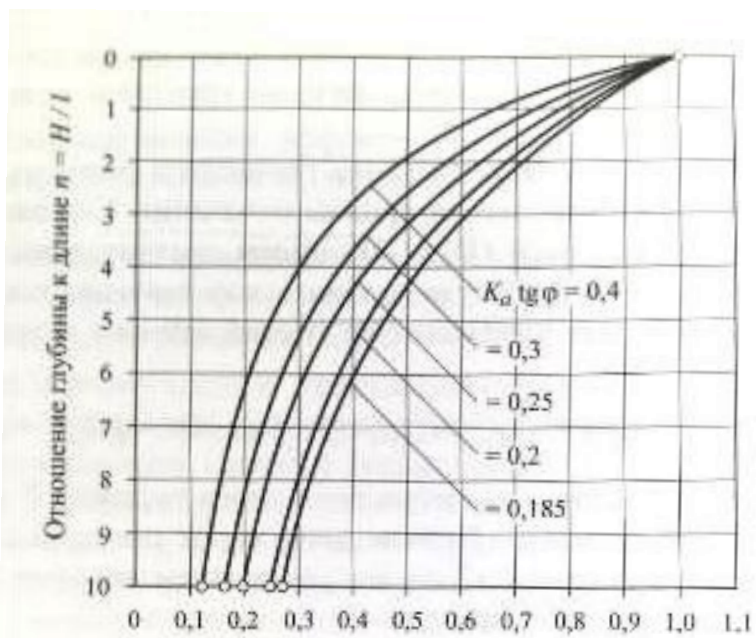


Рис. 34. Номограмма для определения коэффициента  $A$

## ГЛАВА 3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

### 3.1. Прогноз несущей способности грунта в основании корня буроинъекционного анкера

**Исходные данные:** длина анкера  $L = 10$  м, длина корня ( $l_{ak}$ ) - 3 м, диаметр корня ( $D$ ) - 0,25 м. Угол наклона анкера к горизонту  $\alpha = 10^\circ$ . Упорный пояс для анкеров находится на глубине  $h_1 = 2,0$  м от поверхности грунта за стеной. В основании анкерного корня залегает маловлажный песок средней крупности и средней плотности ( $w = 5\%$ ,  $e = 0,65$ ). Скважина для анкера бурится под защитой обсадной трубы диаметром  $d = 114$  мм, через которую закачивается цементный раствор в зону формирования корня под избыточным давлением. Требуется определить несущую способность основания буроинъекционного анкера и допускаемую на него расчетную нагрузку.

**Решение.**

Площадь боковой поверхности цилиндрического корня составляет:

$$A_{\sigma} = \pi D l_{ak} = 3,14 \cdot 0,25 \cdot 3 = 2,355 \text{ м}^2.$$

Площадь лобовой кольцевой поверхности корня определяется разностью площадей сечения корня и тампонажной обоймы (скважины):

$$A_{\tau} = 0,785 (D^2 - d^2) = 0,785 (0,25^2 - 0,12^2) = 0,039 \text{ м}^2.$$

Глубина расположения лобовой кольцевой поверхности корня составляет:

$$h = h_1 + (L - l_{ak}) \sin \alpha = 2 + 7 \sin 10^\circ = 3,2 \text{ м}.$$

Для песка средней крупности при  $e = 0,65$  определяем расчетное контактное сопротивление сдвигу вдоль поверхности инъекционного корня (см. формулу 42):

$$R_{fp} = 283 - 269 e = 283 - 269 \cdot 0,65 = 108 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление грунта на сжатие  $R_c$ , исходя из его инъекционной опрессовки перед опорной лобовой поверхностью анкерного корня, находим по табл. П.3. Оно составляет для песка средней крупности при  $e = 0,65$  на глубине 3,2 м:  $R_c = 3920$  кПа. Значения коэффициентов  $\gamma_{cR}$  и  $\gamma_{cf}$  принимаем равными 1.

$$F_{bh} = \gamma_{cR} R_c A_l + \gamma_{cf} R_{fp} A_b = 1 \cdot 3920 \cdot 0,039 + 1 \cdot 108 \cdot 2,355 = 153 + 254 = 407 \text{ кН.}$$

Расчетное допускаемое усилие на анкер  $F_d$  с учетом формулы (38) и коэффициента надежности по грунту 1,3 по таблице 3 составит:

$$F_d = 407/1,3 = 313 \text{ кН.}$$

### 3.2. Расчет прочности анкерной тяги

**Исходные данные.** Анкерная тяга диаметром 40 мм из арматуры класса S400.

Необходимо определить расчетное допускаемое усилие в анкерной тяге.

**Решение.** Площадь поперечного сечения анкерной тяги составляет:

$$A_m = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,04^2}{4} = 0,001256 \text{ м}^2 = 12,56 \text{ см}^2.$$

По формуле (39) определяем прочность тяги при разрыве

$$F_{bt} = \sigma_s A_m = 600 \cdot 0,001256 = 0,754 \text{ МН} = 754 \text{ кН};$$

$\sigma_s = 600$  МПа (табл. П. 6) временное сопротивление арматуры разрыву, кПа.

Расчетное допускаемое усилие находим по формуле (38):

$$F_d = 754/1,65 = 457 \text{ кН.}$$

По формуле (40) определяем расчетное усилие по условию недопустимого удлинения анкерной тяги

$$F_{bt}^{0.2} = \sigma_{0.2} A_m = 400 \cdot 0,001256 = 502 \text{ кН},$$

где  $\sigma_{0.2}=400$  МПа предел текучести арматуры (табл.П.6).

Расчетное допускаемое усилие находим по формуле (38)

$$F_d = 502/1,4 = 358 \text{ кН}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем наименьшее из усилий  $F_d$ .

### **3.3. Оценка устойчивости бортов отрывааемых секций траншей за счет их заполнения глинистой суспензией.**

**Исходные данные.** На площадке залегают песок мелкий, расчетные характеристики грунта с учетом нарушения его структуры:  $\gamma_1' = 18,75 \text{ кН/м}^3$ ; во взвешенном состоянии  $\gamma_{взв}' = 9,8 \text{ кН/м}^3$   $\varphi_1' = 28,6^\circ$ ; глубина траншеи –10 м. Ширина захватки 3.0 м. Временные нагрузки: от веса материала и возможной отсыпки грунта  $q_1 = 20$  кПа, временная нагрузка от экскаватора с грейферным оборудованием  $q_3=53,14$  кПа, ширина полосы загрузки 1,0 м (с учетом перераспределения нагрузки через дорожные плиты), расстояние от траншейной стены до гусениц экскаватора 4,5 м; грунтовые воды на глубине 5 м от поверхности

**Решение.** Определяем коэффициент активного давления грунта по формуле (5)

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1'}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{28,6}{2} \right) = 0,353$$

На стену траншеи передают давление грунта и нагрузки на бровке котлована. Активное давление грунта определяем по формулам (3, 4)

$$\sigma_a = K_a \cdot [(h - h_w) \cdot \gamma_1' + h_w \gamma_{взв}'] \cdot \gamma_f = 0,353 \cdot [5 \cdot 18,75 + (10 - 5) \cdot 9,8] \cdot 1,1 = 55,44 \text{ кПа},$$

где  $h$  – глубина траншеи;  $\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке для активного давления грунта (табл. 2).

Значение горизонтальной нагрузки от веса материала и возможной отсыпки грунта находим по выражению (10)

$$\sigma_q = q_1 K_a \gamma_f = 20 \cdot 0,353 \cdot 1,2 = 8,47 \text{ кПа.}$$

Для расчета значений горизонтального давления от веса экскаватора определяем координаты приложения нагрузки  $Z_1$ , и  $Z_2$  (рис. 21,в):

$$Q = 45^\circ - 28,6^\circ / 2 = 30,7^\circ$$

$$Z_1 = 4,5 / \operatorname{tg} Q = 4,5 / \operatorname{tg} 30,7^\circ = 7,5 \text{ м;}$$

где  $Q$  – угол наклона плоскости скольжения призмы обрушения грунта, определяем по формуле (14)

$$Z_2 = 4,5 / \operatorname{tg} Q = (4,5 + 1,0) / \operatorname{tg} 30,7^\circ = 9,2 \text{ м.}$$

Определяем горизонтальное давление от веса экскаватора

$$\sigma_s = q_s K_a \gamma_f = (53,14 - 20) \cdot 0,353 \cdot 1,2 = 14,05 \text{ кПа.}$$

Определяем гидростатическое давление на уровне дна траншеи по формуле (11)

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_w = 10 \cdot 5 \cdot 1,1 = 55 \text{ кПа.}$$

Устойчивость стен траншеи заполненной глинистым раствором будет обеспечена, если на любой глубине траншеи соблюдается условие

$$\sigma_p \geq \sigma_a + \sigma_w + \sigma_q + \sigma_s,$$

где  $\sigma_p$ ,  $\sigma_a$ ,  $\sigma_w$ ,  $\sigma_q$ ,  $\sigma_s$  соответственно давление глинистой суспензии, активное давление грунта, давление грунтовых вод, горизонтальное давление от временных нагрузок на бровку котлована.

При ширине захватки 5,0м и глубине захватки 10, 0 м отношение  $5,0/10,0 = 0,5 < 2$  и расчет устойчивости выполняем по пространственной схеме. Находим понижающий коэффициент по формуле (53) при значении  $n = 10/3 = 3,3$

$$A = \frac{1 - e^{-2nK_a \operatorname{tg}\varphi}}{2nK_a \operatorname{tg}\varphi} = \frac{1 - e^{-2 \cdot 3,3 \cdot 0,353 \cdot \operatorname{tg}28,6}}{2 \cdot 3,3 \cdot 0,353 \cdot \operatorname{tg}28,6} = 0,566$$

Схема нагрузок и эпюры давлений на стены траншеи показаны на рисунке 33.

Рассчитываем необходимый удельный вес глинистой суспензии в уровне дна траншеи (глубина 10,0 м, максимальное давление грунта) и в сечении с наибольшими временными нагрузками (на глубине 9,2 м).

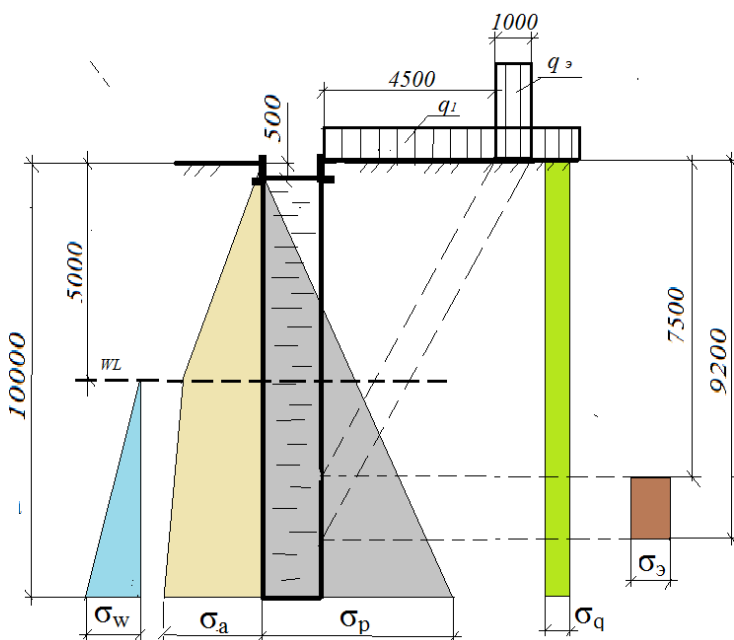


Рис.33. Расчетная схема к определению плотности глинистой суспензии

Определяем требуемое давление глинистой суспензии на уровне дна траншеи



$\sigma_{p1} = [A \sigma_a + \sigma_q + \sigma_w] = 0,566 \cdot 55,44 + 55 + 8,47 = 94,85 \text{ кПа};$   
на глубине 9,2 м

$$\sigma_{p2} = \sigma_a + \sigma_q + \sigma_w + \sigma_s = 0,566 \cdot 52,38 + 8,47 + 48,4 + 14,05 = 100,57 \text{ кПа}.$$

Необходимый удельный вес глинистой суспензии определяем по формуле

$$\gamma_p = \sigma_{pz}/z.$$

При расположении расчетного уровня глинистого раствора в траншее на 0,5 м ниже поверхности грунта необходимый удельный вес глинистой суспензии составит

$$\gamma_{p1} = 94,85/9,5 = 9,92 \text{ кН/м}^3;$$

$\sigma_{pz}$  – требуемое давление глинистой суспензии на глубине 9,2 м.

$$\gamma_{p2} = 100,57/8,7 = 11,6 \text{ кН/м}^3.$$

Принимаем удельный вес раствора  $\gamma_p = 11,6 \text{ кН/м}^3$ .

## *Литература*

1. Клейн, Г.К. Фундаменты городских транспортных сооружений/Г.К.Клейн, И.И.Черкасов. – М.: Транспорт, 1985. – 223с.
2. Колыбин, И.В. Подземные сооружения и котлованы в городских условиях – опыт последнего десятилетия /И.В. Колыбин [электронный ресурс] – М.: Российская геотехника, 2007. – режим доступа: <http://ecspf.com> › upload › publikazii.
3. Конструкция и технология сооружения траншейных стен в грунте для объектов транспортного строительства. СТП 014-2001 корпорация «Транстрой». – М.: 2001
4. Конюхов, Д.С. Строительство городских сооружений мелкого заложения. Специальные работы/ Д. С. Конюхов. – М.: Архитектура-С. – 2005. – 304 с.
5. Костерин, Э.В. Основания и фундаменты. Учеб. для вузов. – М.: Высш. шк. – 1990. – 431 с.
6. Кочерженко, В.В, Технология возведения подземных сооружений / В.В. Кочерженко.– М.: Издательство АСВ.– 2009.–132 с.
7. Мангушев, Р.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах: Учеб. пособие/Р.И. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Конюшков, А.И. Осокин, Д.А. Сапин. –М., СПб.: Изд-воАСВ, 2013. – 256 с.
8. Методические рекомендации по проектированию свайной крепи котлованов метрополитенов. ВНИИ транспортного строительства – М.: 1986. – 85 с.
9. Нагельное крепление котлованов и откосов в транспортном строительстве СТП 013-2001. – М.: 2001. – 35 с.
10. Никитенко, М. И. Буроинъекционные анкеры и сваи при строительстве и реконструкции зданий и сооружений: монография / М. И. Никитенко. – Минск, БНТУ: 2007. – 580 с.
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика.– М: Стройиздат, 1985. – 480 с.
12. Петрухин, В.П. Ограждающие конструкции котлованов, методы строительства подземных и заглубленных сооружений/ В.П.

Петрухин, И.В. Колыбин, Д.Е. Разводовский //X11 том. РАСЭ Строительство подземных сооружений. – 2008. – С.212 – 220.

13. Пономарев, А.Б. Реконструкция подземного пространства/ А.Б. Пономарев. – М.: издательство АСВ.– 2006. – 232 с.

14. Проектирование и устройство свайных и траншейных стен П14-01 к СНБ 5.01.01-99. – Мн.: 2002.

15. Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов П17-02 к СНБ 5.01-99. – Мн.: 2003.

16. Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай. П18-04 к СНБ 5 01.01 – 99. – Мн.: 2005.

17. Проектирование и устройство грунтовых анкеров. ВСН 506-88/Минмонтажспецстрой СССР. – М.: 1989. – 37 с.

18. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием. П19-04 к СНБ 5.01-01-99. – Мн.: 2006

19. Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов. – М.: ГУП «НИАЦ» . – 2004. – 205 с.

20. СТО-ГК «Трансстрой»-023-2007. Применение грунтовых анкеров и свай с тягой из трубчатых винтовых штанг «Титан». – М.: 2007. – 42 с.

21. СТО-ГК "Трансстрой" 013-2007. Нагельное крепление котлованов и откосов в транспортном строительстве. – М.: 2007. – 48 с.

22. СТО ГК «Трансстрой»-010-2007. Шпунт трубчатый сварной. Правила производства работ по строительству шпунтовых стен. – М.: 2007. – 45 с.

23. Тоннели и метрополитены. Правила устройства. ТКП 45-3.03-234-2011 (02250). – Мн.: 2011.

24. Устройство грунтовых анкеров, нагелей и микросвай. СТО НОСТРОЙ 109-2013. – М.: Издательство «БСТ» . – 2016. – 234 с.

25. Фролов, Ю.С. Метрополитены на линиях мелкого заложения. Новая концепция строительства / Ю.С. Фролов, Ю.Е. Крук. – М.: ТИМР, 1994. – 244 с.

26. Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии. Правила проектирования и устройства. ТКП 45-5.01-45-2006 (02250). – Мн.: 2006. – 33 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П.1. Коэффициенты продольного изгиба  $\Phi_e$

Условная гибкость $\bar{\lambda} =$	Коэффициенты $\Phi_e$ при приведенном относительном эксцентриситете $m_{ef}$												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты $\Phi_e$ при приведенном относительном эксцентриситете $m_{ef}$												
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026

Примечания: 1. Значения коэффициентов  $\Phi_e$  в таблице увеличены в 1000 раз.

Таблица П.2. Коэффициенты влияния формы сечения  $\eta$

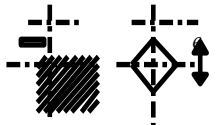
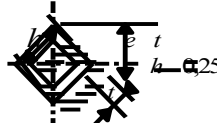
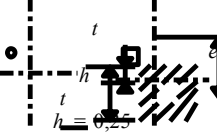
Ти П сечен ия	Схема сечения	Значения $\eta$ при		
		$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$
		$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 < m \leq 20$
1		1,0	1,0	1,0
2		0,85	0,85	0,85
4		$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,1	1,1

Таблица П.3. Расчетное сопротивление грунта сжатию по лобовой поверхности корня, кПа

Глубина располо жения нижнего конца сваи, м	Коэффи циент пористо сти грунта $e$	Расчетные сопротивления $R_c$ , МПа, грунтов									
		песчаных									
		гравелисты х	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—
		глинистых с показателем текучести $I_L$									
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,5	0,5	$\frac{3,00}{2,00}$	$\frac{2,50}{1,60}$	1,30	$\frac{2,40}{1,20}$	$\frac{2,20}{1,05}$	$\frac{1,75}{0,90}$	0,80	0,65	0,40	0,25
	0,65	$\frac{2,00}{1,50}$	$\frac{1,60}{1,20}$	1,00	$\frac{1,50}{0,90}$	$\frac{1,40}{0,80}$	$\frac{1,10}{0,70}$	0,60	0,50	0,30	0,20
	0,8	$\frac{1,60}{1,15}$	$\frac{1,10}{0,80}$	0,70	$\frac{1,05}{0,60}$	$\frac{1,00}{0,55}$	$\frac{0,80}{0,50}$	0,40	0,35	0,20	0,15
1,0	0,5	$\frac{4,80}{3,25}$	$\frac{4,20}{2,10}$	1,80	$\frac{3,20}{1,30}$	$\frac{2,40}{1,20}$	$\frac{1,85}{1,05}$	0,90	0,75	0,50	0,40
	0,65	$\frac{3,00}{2,50}$	$\frac{2,80}{1,60}$	1,40	$\frac{2,00}{1,00}$	$\frac{1,50}{0,90}$	$\frac{1,15}{0,80}$	0,70	0,60	0,40	0,30
	0,8	$\frac{2,10}{1,75}$	$\frac{2,00}{1,10}$	1,00	$\frac{1,40}{0,70}$	$\frac{1,05}{0,60}$	$\frac{0,82}{0,55}$	0,50	0,40	0,30	0,20
1,5	0,5	$\frac{7,20}{4,90}$	$\frac{6,40}{3,40}$	2,20	$\frac{4,10}{1,70}$	$\frac{2,55}{1,30}$	$\frac{1,90}{1,20}$	1,00	0,90	0,65	0,45
	0,65	$\frac{4,50}{3,80}$	$\frac{4,00}{2,60}$	1,70	$\frac{2,60}{1,30}$	$\frac{1,60}{1,00}$	$\frac{1,17}{0,90}$	0,80	0,70	0,50	0,35
	0,8	$\frac{3,15}{2,60}$	$\frac{2,80}{1,80}$	1,20	$\frac{1,80}{0,90}$	$\frac{1,10}{0,70}$	$\frac{0,85}{0,60}$	0,55	0,50	0,35	0,25

Продолжение таблицы П.3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2,0	0,5	$\frac{10,00}{7,10}$	$\frac{9,60}{4,20}$	3,25	$\frac{5,40}{2,30}$	$\frac{2,90}{1,70}$	$\frac{1,95}{1,30}$	1,10	1,00	0,75	0,50
	0,65	$\frac{6,80}{5,00}$	$\frac{6,00}{3,20}$	2,50	$\frac{3,40}{1,80}$	$\frac{1,80}{1,30}$	$\frac{1,20}{1,00}$	0,90	0,80	0,60	0,40
	0,8	$\frac{4,80}{3,80}$	$\frac{4,20}{2,20}$	1,75	$\frac{2,40}{1,30}$	$\frac{1,25}{0,90}$	$\frac{0,90}{0,70}$	0,65	0,55	0,40	0,30
2,5	0,5	$\frac{11,30}{7,80}$	$\frac{10,00}{4,50}$	3,90	$\frac{5,70}{2,60}$	$\frac{3,05}{1,95}$	$\frac{2,00}{1,60}$	1,15	1,05	0,80	0,55
	0,65	$\frac{7,10}{6,00}$	$\frac{6,30}{3,50}$	3,00	$\frac{3,60}{2,00}$	$\frac{1,90}{1,50}$	$\frac{1,25}{1,10}$	0,95	0,85	0,65	0,45
	0,8	$\frac{5,00}{4,20}$	$\frac{4,40}{2,50}$	2,10	$\frac{2,50}{1,40}$	$\frac{1,30}{1,05}$	$\frac{0,85}{0,75}$	0,65	0,50	0,45	0,35
3,0	0,5	$\frac{12,00}{8,50}$	$\frac{10,50}{5,70}$	4,50	$\frac{6,10}{2,80}$	$\frac{3,35}{2,10}$	$\frac{2,10}{1,65}$	1,30	1,15	0,90	0,65
	0,65	$\frac{7,50}{6,50}$	$\frac{6,60}{4,00}$	3,50	$\frac{3,80}{2,20}$	$\frac{2,10}{1,60}$	$\frac{1,30}{1,20}$	1,00	0,90	0,70	0,50
	0,8	$\frac{5,25}{4,50}$	$\frac{4,60}{2,80}$	2,50	$\frac{2,70}{1,95}$	$\frac{1,50}{1,10}$	$\frac{0,90}{0,85}$	0,70	0,60	0,50	0,40



Продолжение таблицы П.3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4,0	0,5	$\frac{13,20}{9,10}$	$\frac{10,80}{6,70}$	5,20	$\frac{7,00}{3,40}$	$\frac{3,70}{2,20}$	$\frac{2,15}{1,70}$	1,35	1,30	0,92	0,70
	0,65	$\frac{8,30}{7,00}$	$\frac{6,80}{5,20}$	4,00	$\frac{4,40}{2,60}$	$\frac{2,30}{1,70}$	$\frac{1,35}{1,30}$	1,10	1,00	0,75	0,55
	0,8	$\frac{5,80}{4,90}$	$\frac{4,80}{3,70}$	2,80	$\frac{3,10}{1,80}$	$\frac{1,60}{1,20}$	$\frac{0,95}{0,90}$	0,75	0,65	0,52	0,42
5,0	0,5	$\frac{14,10}{9,70}$	$\frac{11,20}{8,10}$	5,70	$\frac{7,40}{3,60}$	$\frac{3,85}{2,60}$	$\frac{2,25}{1,75}$	1,40	1,35	1,00	0,75
	0,65	$\frac{8,80}{7,50}$	$\frac{7,00}{6,20}$	4,40	$\frac{4,60}{2,80}$	$\frac{2,40}{2,00}$	$\frac{1,40}{1,35}$	1,15	1,05	0,80	0,60
	0,8	$\frac{6,20}{5,20}$	$\frac{4,90}{4,30}$	3,10	$\frac{3,20}{2,00}$	$\frac{1,70}{1,40}$	$\frac{1,00}{0,95}$	0,80	0,70	0,60	0,45
7,0	0,5	$\frac{15,00}{10,00}$	$\frac{11,60}{8,90}$	6,20	$\frac{7,70}{4,30}$	$\frac{4,00}{2,80}$	$\frac{2,40}{1,80}$	1,50	1,40	1,15	0,90
	0,65	$\frac{9,70}{8,50}$	$\frac{7,30}{6,90}$	4,80	$\frac{4,85}{3,30}$	$\frac{2,50}{2,20}$	$\frac{1,50}{1,40}$	1,20	1,10	0,90	0,70
	0,8	$\frac{6,80}{6,00}$	$\frac{5,10}{4,90}$	3,40	$\frac{3,40}{2,30}$	$\frac{1,75}{1,60}$	$\frac{1,05}{1,00}$	0,85	0,80	0,65	0,50

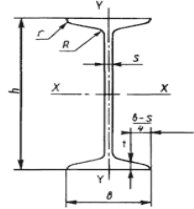
*Примечания*

- 1 Значения R, указанные в числителе, относятся к песчаным грунтам, в знаменателе — к глинистым.
- 2 Для промежуточных значений глубин слоев и показателя текучести грунтов R определяется интерполяцией.

Таблица П.4. Значения коэффициентов  $\gamma_{cRd}$  и  $\gamma_{cfd}$  для грунтов при динамических нагрузках

Диапазон ускорений колебаний грунта в основании анкерных корней и стволов свай при амплитуде колебаний более 50 мкм $\eta$ , м/с <sup>2</sup>	Значения коэффициентов $\gamma_{cRd}$ и $\gamma_{cfd}$ для грунтов							
	маловлажных песчаных плотных и средней плотности				глинистых			
	гравелистых, крупных и средней крупности		мелких и пылеватых		твердой консистенции		полутвердой и тугопластичной консистенции	
	$\gamma_{cRd}$	$\gamma_{cfd}$	$\gamma_{cRd}$	$\gamma_{cfd}$	$\gamma_{cRd}$	$\gamma_{cfd}$	$\gamma_{cRd}$	$\gamma_{cfd}$
0,25—0,5	1	0,95	0,95	0,9	1	1	1	0,95
0,5—1	0,95	0,9	0,9	0,85	1	0,95	0,9	0,9
1—2	0,85	0,8	0,8	0,75	0,95	0,8	0,8	0,75
2—4	0,75	0,7	0,7	0,65	0,8	0,75	0,7	0,65

Таблица П. 5. Справочные данные для двуглавых балок



N двут.	Размеры						Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t	R	r			X - X				Y - Y		
	Не более мм								I <sub>x</sub> ,	W <sub>x</sub> ,	i <sub>x</sub> ,	S <sub>x</sub> ,	I <sub>y</sub> ,	W <sub>y</sub> ,	i <sub>y</sub> ,
									см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см
<b>10</b>	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
<b>12</b>	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
<b>14</b>	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
<b>16</b>	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
<b>18</b>	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
<b>20</b>	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
<b>22</b>	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
<b>24</b>	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
<b>27</b>	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54

N двут.	Размеры						Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t	R	r			X - X				Y - Y		
	Не более мм								I <sub>x</sub> ,	W <sub>x</sub> ,	i <sub>x</sub> ,	S <sub>x</sub> ,	I <sub>y</sub> ,	W <sub>y</sub> ,	i <sub>y</sub> ,
									см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см
<b>30</b>	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
<b>33</b>	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
<b>36</b>	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
<b>40</b>	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
<b>45</b>	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
<b>50</b>	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
<b>55</b>	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
<b>60</b>	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

Таблица П. 6. Физико-механические свойства горячекатаной арматурной стали по ГОСТ 5781

Класс арматурной стали	Предел текучести $\sigma_m$ , МПа	Временное сопротивление разрыву $\sigma_v$ , МПа	Относительное удлинение $\delta_5$ , %
S240	240	380	25
S300	300	500	19
S400	400	600	14
S600	600	900	12
S800	800	1050	8
S1000	1000	1250	7
S1200	1200	1450	6

Таблица П.7. Геометрические и прочностные характеристики основных типов несущих штанг ТВШ

Характеристики	Ед. изм	Тип трубчатой штанги									
		30/16	30/14	30/11	40/20	40/16	52/26	73/35	73/45	73/53	73/56
Наименьшее сечение	мм <sup>2</sup>	382	395	446	726	879	1337	710	260	1631	414
Момент сопротивления	см <sup>3</sup>	1,79	-	1,71	4,31	4,84	10,5	-	27,9	22,4	-
Момент инерции	см <sup>4</sup>	2,37	-	2,24	7,82	8,98	25,6	-	97,6	78,5	-
Усилие предела текучести	кН	180	220	260	430	525	730	1355	1180	970	785
Разрывное усилие	кН	220	260	320	539	660	929	1980	1630	1160	1194
Длина	м	3/4	3/4	2/3/4	3	3	3	4	3	3	6,25

\* В обозначении типов штанг: в числителе - наружный диаметр штанги, мм; в знаменателе - диаметр внутреннего отверстия штанги, мм.