



Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное общеобразовательное учреждение высшего профессионального
образования
«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»
Инженерно-строительный факультет
Кафедра: «Технология, организация и экономика строительства»

Магистерская диссертация допущена к
защите
Заведующий кафедрой, д.т.н., профессор

Н.И. Ватин

Гаркавко Алексей Александрович

Конструктивные решения крепления стен глубокого котлована

Магистерская диссертация

Направление: 270100 – Строительство

Руководитель, профессор

В.Д.Кузнецов

Консультант, асс., аспирант

М.В.Петроченко

Санкт-Петербург
2011



Ministry of education and science of the Russian Federation

State Educational Institution of Higher Professional Learning
Saint-Petersburg State Polytechnical University

Faculty of Civil Engineering
Department «Technology, Organization and Economy of Construction»

Master thesis is allowed to a protection
Head of dept., University Professor, Dr. Sci.

N.I.Vatin

Garkavko Alexey Aleksandrovich

Construction solutions of deep excavation support systems

Master thesis

Direction: 270100 – Civil Engineering

Supervisor, University Professor

V.D.Kuznetsov

Consulter, Ass., Postgraduate

M.V.Petrochenko

Saint-Petersburg
2011

Содержание:

Реферат.....	5
Введение.....	6
1. Конструктивные решения крепления стен глубокого котлована. Постановка задачи исследования.....	11
1.1. <i>Исторический экскурс сооружения котлованов на территории Древней Руси</i>	11
1.2. <i>Классификация видов крепления бортов котлована</i>	13
1.3. <i>Теоретические подходы к расчету крепления стен глубоких котлованов</i>	30
1.3.1. Графоаналитический метод упругой линии (метод Блюма-Ломейера).....	30
1.3.2. Датские правила.....	31
1.3.3. Исследования Г. Чеботарева.....	32
1.3.4. Исследования П. Роу.....	33
1.3.5. Исследования К. Терцаги.....	34
1.3.6. Исследования Б. Хансена.....	35
1.3.7. Исследования Г.А. Дубровы.....	37
1.3.8. Исследования Б.Ф. Горюнова.....	39
1.3.9. Исследования Ф.М. Шихиева.....	42
1.3.10. Исследования Ю.М. Гончарова.....	42
1.3.11. Исследования Т.А. Малиновой.....	43
1.3.12. Исследования В.В. Соколовского.....	45
1.3.13. Метод конечных элементов.....	49
1.4. <i>Выводы по главе. Постановка задачи исследования</i>	51
2. Расчет различных креплений ограждения котлована методом конечно-элементного анализа без учета физической нелинейности.....	53
2.1. <i>Создание модели глубокого котлована в BK SCAD</i>	54
2.1.1. Общие сведения об участке строительства.....	54
2.1.2. Геологические условия расчетного котлована.....	56
2.1.3. Создание конечно-элементной модели грунтового массива в BK SCAD.....	62
2.2. <i>Расчет глубокого котлована с распорным креплением стенок в BK SCAD</i>	64
2.2.1. Моделирование металлического шпунтового ограждения.....	64
2.2.2. Моделирование распорной системы крепления стен глубокого котлована.....	69
2.2.3. Сбор нагрузок на расчетную модель.....	71
2.2.4. Анализ результатов линейного расчета.....	73
2.3. <i>Расчет глубокого котлована с подкосным креплением стенок в BK SCAD</i>	77
2.3.1. Моделирование распорной системы крепления стен глубокого котлована.....	77
2.3.2. Сбор нагрузок на расчетную модель.....	78
2.3.3. Анализ результатов линейного расчета.....	81
2.4. <i>Расчет модели глубокого котлована с креплением стенок по технологии «Стена в грунте» в BK SCAD</i>	85
2.4.1. Моделирование ограждения котлована по технологии «Стена в грунте».....	85
2.4.2. Сбор нагрузок на расчетную модель.....	89
2.4.3. Анализ результатов линейного расчета.....	92
2.5. <i>Сравнение результатов расчета с допустимыми</i>	96
2.6. <i>Выводы по главе</i>	98
3. Расчет подкосного крепления глубокого котлована методом конечно-элементного анализа с учетом физической нелинейности. Ручной расчет. Внедрение.....	99
3.1. <i>Расчет глубокого котлована с распорным креплением стенок в ПК PLAXIS</i>	99
3.1.1. Создание модели глубокого котлована с подкосным креплением стен в ПК PLAXIS.....	99
3.1.2. Сбор нагрузок на расчетную схему.....	102

3.1.3.	Анализ результатов нелинейного расчета	104
3.1.4.	Учет стадийности выемки грунта из котлована.....	108
3.2.	Расчет глубокого котлована с распорным креплением стенок в программе Фундамент	116
3.3.	Статический расчет подкосного крепления глубокого котлована	118
3.3.1.	Выбор расчетной схемы.....	118
3.3.2.	Сбор нагрузок на расчетную схему.....	119
3.3.3.	Анализ результатов расчета	121
3.4.	Сравнение результатов расчета	126
3.5.	Выводы по главе.....	126
3.6.	Внедрение	127
4.	Экономическая оценка различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов. Рекомендации по использованию различных методов крепления стен глубоких котлованов	128
	Заключение	130
	Список использованных источников.....	133
	Приложение 1	133
	Приложение 2	133

Реферат

УДК 624.152.63

624.137.7

69.07

Работа содержит 149 страниц, 104 рисунка, 17 таблиц.

Ключевые слова: глубокий котлован, шпунтовое ограждение, подкосное крепление, раскосное крепление, технология «стена в грунте», струйные технологии, подпорная стена, конструктивные решения крепления стен глубокого котлована, грунтовый анкер, водопонижение, давление грунтовых вод

Key words: Deep excavation, cutoff wall, strut support, slurry wall, deep mixing technology, retaining wall, construction solutions of deep excavation support systems, ground anchor, dewatering, ground water pressure

Созданы принципиальные схемы совместной работы грунтового массива и различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована без учета и с учетом физической нелинейности. Описана методика моделирования таких схем, произведен их расчет. Произведен анализ результатов расчета, сопоставлен с результатами расчета по классической теории расчета ограждений котлована. Произведена оценка развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции крепления стен глубокого котлована поэтапно с учетом последовательности выемки грунта. Произведена экономическая оценка различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована. Предложены рекомендации по использованию различных методов крепления стен глубоких котлованов в конкретных ситуациях. Получены результаты работы конструкции, не противоречащие общеизвестным научным представлениям.

Введение

Актуальность работы

С древних времен люди осваивают подземное пространство. Начинали с использования пещер и других подземных полостей, созданных природой. Много тысяч лет назад люди стали создавать искусственные полости в грунте, добывая полезные ископаемые, строя транспортные тоннели, подземные сооружения для собственной защиты и хранения материальных ценностей. Многие знают о тоннелях, построенных задолго до нашей эры для канализования и водоснабжения Рима, Афин и многих других древних городов.

Первый транспортный тоннель, достоверная информация о котором дошла до наших дней, был построен около 4500 лет назад под рекой Ефрат шириной в этом месте более 150 метров. Тоннель строили открытым способом, и возможно впервые в столь значительном объеме выполнялось крепление бортов котлована.

Строительная индустрия России, а в прошлом СССР, относилась к инновационно- малоразвитым отраслям экономики. Но, несмотря на инертность и консерватизм строительной сферы, внедрение инноваций способно обеспечить динамичное развитие отрасли. Инновации обуславливают прогрессивные изменения, в первую очередь, за счёт снижения стоимости и сроков строительства, повышения качества возводимых объектов, комфортности проживания и эксплуатации.

Глубина котлованов в массовом строительстве в СССР не превышала 3-4 метров[1]. Отдельные случаи устройства глубоких котлованов для строительства уникальных объектов (электростанций, плотин, защитных сооружений, станций метро и т.д.), оставались практически не известными для большинства проектировщиков.

В наши дни освоение подземного пространства может, по-праву, считаться в мировом масштабе одним из важнейших и динамично развиваемых направлений в гражданском и промышленном строительстве. Значительную роль подземное строительство играет и в России. Наиболее широко строительство подземных и заглубленных сооружений ведется на территориях крупных городов и мегаполисов. Основными факторами, способствующими необходимости использования подземного пространства городов, являются как нехватка свободных территорий в условиях исторически сформировавшейся застройки, так и требования развития городской инфраструктуры. Сегодня подземное пространство городов используется не только для размещения инженерных коммуникаций и объектов транспортного строительства, но также для строительства комплексов общественно- бытового назначения, многоэтажных подземных гаражей и стоянок, предприятий торговли, помещений заглубленных частей жилых и офисных зданий.

Объекты городского подземного строительства подразделяются на протяженные (линейные), компактные и совмещенные. К линейным сооружениям относятся: транспортные тоннели, сооружения метрополитена, пешеходные тоннели, коллекторы инженерных коммуникаций, гидротехнические коллекторы. Компактные объекты подземного строительства имеют соотношение размеров в плане менее 5 и включают: подземные части зданий, гаражи-стоянки, общественно-бытовые комплексы, сооружения гражданской обороны, камеры инженерных коммуникаций, подземные резервуары, очистные сооружения и пр. Общественно-бытовые комплексы, размещаемые в городском подземном

пространстве и объединяемые с объектами транспортной инфраструктуры, могут быть отнесены к совмещенному типу.

Конструктивные решения подземных и заглубленных сооружений, а также способы их устройства зависят от объемно-планировочных решений, их назначения, глубины заложения, инженерно-геологических условий, климатических и сейсмических условий строительства, нагрузок на поверхности, наличия близ расположенных зданий и сооружений. По способу строительства подземные сооружения подразделяются на устраиваемые закрытым, открытым и полужакрытым способами. Закрытым способом строятся преимущественно линейные сооружения глубокого заложения, такие как тоннели и коллекторы различного назначения, наклонные ходы метрополитена. Закрытая проходка может осуществляться штольной, комбайновым способом, способом так называемой «новоавстрийской технологии», щитовым оборудованием, микротоннелированием, методом продавливания. В распоряжении строителей в настоящее время имеется значительный ассортимент специального оборудования и технологий для выполнения закрытых подземных работ практически на любых глубинах и в любых инженерно-геологических условиях.

подавляющее большинство подземных и заглубленных городских объектов гражданского назначения компактных в плане, а также линейных сооружений малых глубин заложения устраивается открытым или полужакрытым способом в котлованах. При этом ежегодный объем таких объектов подземного строительства в России и за рубежом неуклонно растет, возрастает и масштаб реализуемых объектов строительства. Современная тенденция роста габаритов строящихся подземных и заглубленных сооружений, устраиваемых в котлованах, позволяет сделать вывод о том, что при большом увеличении в среднем количества подземных этажей и глубины заложения, эти показатели за последние годы стремятся побить свои рекорды. Технические возможности для роста глубины проектируемых котлованов и увеличения количества подземных этажей в настоящее время, безусловно, существуют. Однако эти показатели сдерживаются такими факторами как: экономическая целесообразность, комфортность пребывания в подземных помещениях, влияние на окружающую застройку и гидрогеологические условия.

Также большую роль играет ответственность такого рода сооружений, так как при стремлении уйти как можно глубже при сооружении котлованов участились и аварийные случаи. К примеру: на Ленинградском шоссе вл. 39, в Москве в 2007 г. грунтовые воды прорвались сквозь некачественно забетонированную стену в грунте, при разработке грунта в котловане, методом сверху вниз под защитой перекрытия; в 2007 прорвало грунтовыми водами стену в грунте при устройстве котлована в Дубае; в мае 2007 года обрушился фрагмент борта котлована на Рублевском шоссе, вл. 111, в Москве. При этом аварии на таких сооружениях могут не только надолго затянуть сроки строительства и увеличить общую стоимость строительства, но самое главное могут повлечь за собой человеческие жертвы. Последствия таких аварий представлено на рис. 1.

При этом аварийные случаи при сооружении глубоких котлованов возникают не только из-за неграмотного производства строительно-монтажных работ, но и проектировании такого рода сооружений.



Рис. 1. Аварийные случаи обрушения котлована в Дубае и Хорватии

Таким образом, расчет различных конструктивных решений стен глубоких котлованов требует огромной ответственности.

При этом в нашей стране в практике проектирования подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов, в частности, весьма распространенных стенок из металлического и железобетонного шпунта, до настоящего времени широко используются методы определения распора и отпора грунта, базирующиеся на классической теории давлениях. При этом сами стенки рассматриваются как вертикальные балки, находящиеся под воздействием активного и пассивного давления грунта, определяемого по Кулону (методы Э. Якоби, Блюма — Ломейера и др.). Однако получаемые при этом коэффициенты запаса оказываются значительно завышенными, а конструктивные решения неэкономичными.

Уточнение существующих методов расчета заанкеренных стенок и стенок с подкосной и распорной системой в части определения бокового давления грунта и продольных усилий в анкерах и подкосно-распорных системах представляет собой весьма сложную задачу [2]. Такие, например, вопросы, как точный учет активного давления грунта, оптимальная глубина погружения шпунта, форма упругой линии, перераспределение давления грунта по высоте стенки, условия «заделки» шпунта, взаимодействие стенки с грунтом засыпки в условиях допредельного и предельного состояний и другие, до настоящего времени остались не выясненными, а существующие теории и научные предположения, основанные в большинстве случаев на лабораторных опытах, к сожалению еще недостаточно отражают действительную работу конструкций [3].

Вопросы исследования давления грунта на подпорные стенки и выявления особенностей их работы отражены в трудах многих известных авторов[4-19].

В современной ситуации при наличии огромного числа программно-вычислительных комплексов, основанных на методе конечных элементов и расчета конструкций как без учета, так и с учетом физической нелинейности, ситуация в части расчета подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов по классическим методам расчета становится недопустимой.

Также стоит отметить, что современные программные комплексы позволяют оценить развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована.

Анализ имеющихся статей и публикаций[21-31,68-74] современников по этой теме также показывает, что результатов по исследованию различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов не достаточно. При этом скудно изучен вопрос расчета, как без учета, так и с учетом физической нелинейности, данных задач при использовании ПК с применением метода конечных элементов.

Задачи исследования

Целью работы является расчет различных креплений шпунтового ограждения котлована методом конечно-элементного анализа с учетом и без учета физической нелинейности работы грунта. Оценка возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений. Экономическая оценка применения различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов.

Для реализации поставленной цели в работе необходимо решить следующие задачи:

Создание конечно-элементных моделей и расчет совместной работы грунта и различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована без учета физической нелинейности. Инструментом для реализации поставленной задачи служит BK SCAD;

Моделирование и расчет совместной работы грунта и шпунтового ограждения с подкосным креплением с учетом физической нелинейности. Инструментом для реализации поставленной задачи служит ПК PLAXIS;

Проверка адекватности моделей и результатов расчетов без учета и с учетом физической нелинейности по классическому методу расчета подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов;

Оценка возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений;

Оценка развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции крепления стен глубокого котлована поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована.

Экономическая оценка применения различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована, а также формирование рекомендаций по использованию различных методов крепления в конкретных ситуациях.

Наиболее существенные научные результаты, полученные лично соискателем

Построение и расчет конечно-элементных моделей совместной работы грунта и различными конструктивными решениями крепления стен глубокого котлована с учетом и без учета физической нелинейности грунта в ПК PLAXIS и BK SCAD соответственно, исследована работа данных моделей, выведены зависимости.

Оценка развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции крепления стен глубокого котлована поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована.

Научная новизна

Предложенные модели позволяют более точно исследовать работу совместной работы грунта и различных креплений стен глубокого котлована, используя ПК.

Значение полученных результатов для теории

Полученные результаты и зависимости могут использоваться для дальнейших исследований в области крепления стен глубоких котлованов.

Достоверность

Достоверность полученных результатов базируется на теоретических материалах, подтвержденных результатами практического внедрения в производство и опыта зарубежного проектирования и строительства, а также использованием в расчётах специальных сертифицированных в России

компьютерных программ расчета конструктивных систем методом конечных элементов, согласованных с НИИЖБ и рекомендованных нормами.

Значение полученных результатов для практики

Результаты работы имеют практическую значимость для проектировании глубоких котлованов и в частности в следующих вопросах:

- Разработка и проектирование конструкций крепления стен глубоких котлованов
- Методы проектирования крепления стен глубоких котлованов
- Проектирование конструкций нулевого цикла подземных паркингов, высотных зданий, многофункциональных комплексов и других сооружений, требующих устройства глубоких котлованов в стесненных условиях городской застройки
- Снижение риска аварийных случаев на строительной площадке

Рекомендации об использовании результатов диссертационного исследования

Результаты работы рекомендуется использовать при проектировании и обосновании эффективности устройства крепления стен глубоких котлованов.

Апробация работы

Результаты работы были представлены:

1. XXXVIII Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2009 г.
2. XXXVIX Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2010 г.

1. Конструктивные решения крепления стен глубокого котлована. Постановка задачи исследования.

1.1. Исторический экскурс сооружения котлованов на территории Древней Руси

По данным письменных и в особенности археологических источников заселение территории Подонья русским и славянским населением происходило намного раньше. О славянской инфильтрации в местную инокультурную среду во второй четверти I тысячелетия нашей эры археологи стали говорить еще в начале 90-х годов. Теперь это предположение надежно обосновано (работы А.М.Обломского, А.П.Медведева, Д.В.Акимова) и споры ведутся лишь по частным вопросам.

Поскольку природные условия в Подонье менялись незначительно (исключение составляет период VIII - XIII века - климатический оптимум голоцена, когда наступает всеобщее потепление и усиливается влажность), то можно с достаточной долей уверенности утверждать, что строительные материалы, которые использовало славяно-русское население, были практически одинаковы на всем историческом промежутке – начиная с I тысячелетия нашей эры и вплоть до XIX столетия. Отличаться могла лишь техника возведения жилых построек, которая в значительной мере зависела от традиций.

Первые славянские поселения в лесостепном Подонье были оставлены населением киевской археологической культуры. Культуры многокомпонентной, но в определяющей степени сформированной именно славянами. Общепринятая датировка ее - III-V веков нашей эры "Киевцы" селились на невысоких мысах в пойме или на первой надпойменной террасе. Поселки состояли из нескольких отдельно стоящих жилищ, или усадеб, принадлежащих малой индивидуальной семье.



рис 2. Реконструкция черняховской постройки по Э.А. Сымоновичу

Несколько подобных жилищ было раскопано на селище Седелки в Липецкой области. Постройка 1 из раскопа 4 фиксировалась в виде котлована 3,9х4,2 м и

глубиной 45 см от уровня материала. Пол был плотным и ровным, без следов подмазки. В южном углу расчищена яма от столба диаметром 50 см. В заполнении был отмечен мощный - 10-15 см слой глиняной обмазки с отпечатками прутьев каркаса стен. Следов отопительного устройства не выявлено, но в других случаях это были очаги открытого типа. Попытка реконструкции подобного типа жилища была предпринята Э.А.Сымоновичем (рис.2).

С конца VIII века среднее течение реки Дон и правый берег реки Воронеж заселяют славянские племенные группировки, неизвестные автору Повести временных лет. По последним данным донские славяне имели прямое отношение к вятичам. В составе воронежской группы, несомненно, были выходцы с Днепровского Правобережья. Жилища располагались отдельно друг от друга на высоких мысах. Каждая постройка была обиталищем отдельной (малой индивидуальной) семьи. Котлован, углубленный в землю на 1-1,5 м имел средние размеры 4х4 м. По углам и посередине стен устанавливались мощные столбы, служившие опорой крыше и выполнявшие функцию крепления стен. В нижней части котлована плахи, служившие облицовкой стен, чаще всего закладывались за столбы. Но при внимательном анализе материалов раскопок оказалось, что очень часто доски закладывались в пазы столбов. Таким образом, у строителей появлялась возможность поднимать стены на высоту, позволяющую свободно находиться внутри помещения. Отапливалось жилище размещенной в одном из углов, чаще напротив входа, печью-каменкой или печью сделанной из глины. Хорошо сохранившиеся остатки дерева в постройке № 63 из раскопок Животинного городища в 1997 году, позволили осуществить ее гипотетическую реконструкцию* (рис.3) [58].



Рис. 3. Реконструкция жилого сооружения с Животинного городища

Из исторического экскурса видно, что даже древние славяне пытались возводить свои сооружения начиная с устройства небольших котлованов.

1.2. Классификация видов крепления бортов котлована

Классификация разновидностей земляных выемок делится на 2 группы: открытые и закрытые (рис.4).



Рис. 4. Классификация земляных выемок

В наши дни максимальная глубина котлованов, проектируемых в городских условиях, обычно не превышает 25-30 м, а количество подземных этажей - пяти-шести. В Москве наиболее глубокие котлованы выполнены на территории строящегося Международного делового центра «Москва-Сити» (рис.5.), их максимальная глубина составляет до 26 м. В настоящее время в Москве проектируется котлован глубиной до 30 м для строительства многофункционального комплекса на площади Павелецкого вокзала, включающего шесть подземных уровней.



Рис. 5. Котлован Центрального ядра Международного центра «Москва-Сити» (1999)

Классификация современных методов крепления котлованов при строительстве подземных сооружений открытым способом приведена на рис.6.

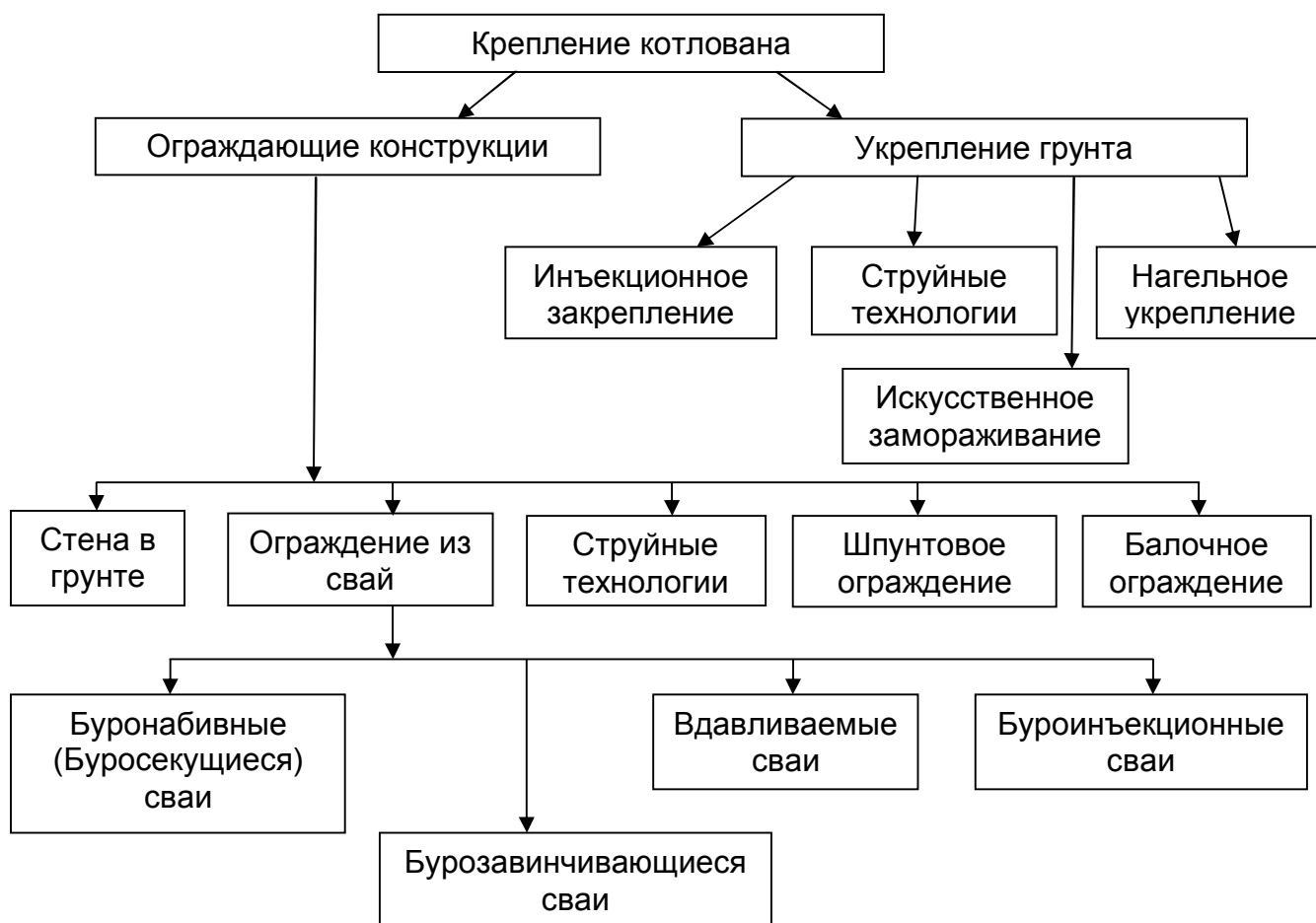


Рис. 6. Классификация современных методов крепления котлованов

Строительство подземных сооружений открытым способом может осуществляться как в котлованах без крепления, борта которых сформированы под углом естественного откоса грунта, так и в котлованах, подкрепленных ограждающими конструкциями (рис.7.). Устройство котлованов в откосах является наиболее простым и, как правило, экономичным решением, однако применение этого способа встречает множество ограничений, особенно в условиях стесненной городской застройки [60]. Ограничением, в первую очередь, является требуемая глубина котлована. При увеличении глубины заложения следует делать более пологие откосы, занимаемая площадь и объемы вынутого из котлована грунта существенно возрастают, что делает этот способ нецелесообразным или невозможным в силу ограниченности площадки. Существенно осложняют применение этого метода подземные воды, так как становится необходимым использование строительного водопонижения. Поэтому котлованы в откосах обычно устраиваются в условиях отсутствия застройки при глубоком залегании уровня подземных вод.

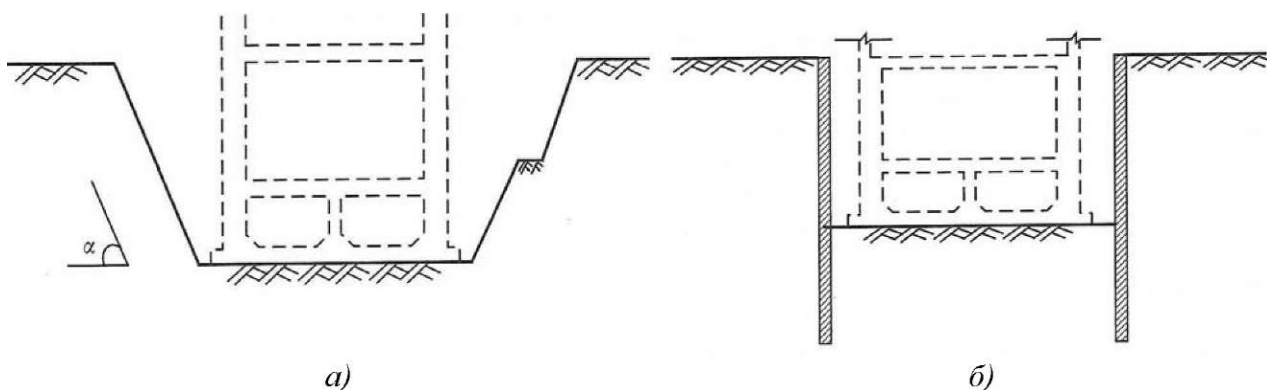


Рис. 7. Схема строительства в котловане с откосами (а) и с ограждением (б).

Другой технологией устройства подземных сооружений в котлованах является строительство способом опускного колодца [61]. Данный метод строительства предполагает устройство на поверхности или в пионерном котловане конструкции колодца, открытого сверху и снизу. Стены в нижней части колодца оборудуют режущим краем - ножом. При извлечении грунта внутри колодца конструкция погружается в грунт под действием собственного веса или дополнительной нагрузки. По мере погружения стены колодца могут наращиваться. После погружения колодца до проектной глубины устраивается днище, гидроизоляция и выполняются конструкции внутри колодца. Колодцы устраиваются, как правило, круглыми в плане (рис.8), хотя возможна и иная их форма. Конструкция опускных колодцев выполняется из монолитного, сборного или сборно-монолитного железобетона. Диаметр опускных колодцев может изменяться от нескольких метров до нескольких десятков метров. Самое большое сооружение в мире, построенное способом опускного колодца, находится в России - Главная насосная станция в поселке Ольгино имеет диаметр 66 м и глубину погружения 70 м. Способ нашел свое применение преимущественно для строительства инженерных сооружений: стволов шахт, подземных камер, резервуаров и насосных станций. В городских условиях вблизи застройки погружение колодцев в настоящее время выполняют крайне редко ввиду возможности развития осадок существующих зданий при встрече в процессе работ крупных включений в грунтах, наличии слабых и водонасыщенных грунтов.



Рис. 8. Погружение сборно-монолитного опускного колодца.

Строительство подземных сооружений в условиях города, когда строительная площадка стеснена и ограничена зданиями и сооружениями, подземными коммуникациями, дорогами и объектами благоустройства, должно выполняться не только с учетом требований строительных норм и правил к надежности строящихся объектов, но также с учетом требований минимизации влияния на существующие строения и геологическую среду [55]. В стесненных условиях в подавляющем большинстве случаев котлованы проектируются с использованием ограждающих конструкций, позволяющих достигать указанные цели.

Наиболее простой в исполнении и, соответственно, экономичной является конструкция ограждения котлована, устраиваемая из вертикальных стальных элементов, погружаемых в грунт по контуру котлована. По мере разработки грунта в котловане между металлическими элементами устанавливается забирка из деревянных досок или стального листа, препятствующая осыпанию грунта в котлован. В качестве несущих стальных элементов, как правило, используют трубы или двутавры (рис. 9), которые погружают в пробуренные лидерные скважины или задавливают. При использовании в составе ограждения труб для их погружения возможно также применение технологии завинчивания. Данный тип ограждения не является водонепроницаемым, поэтому в случае его использования в водонасыщенных грунтах требуется водопонижение. По сравнению с прочими типами ограждения котлованов конструкция с забиркой обладает большей деформативностью и меньшей прочностью. Диапазон его применения ограничивается, как правило, глубинами котлована до 10 м, его применение не рекомендуется при наличии в основании водонасыщенных структурно-неустойчивых грунтов.

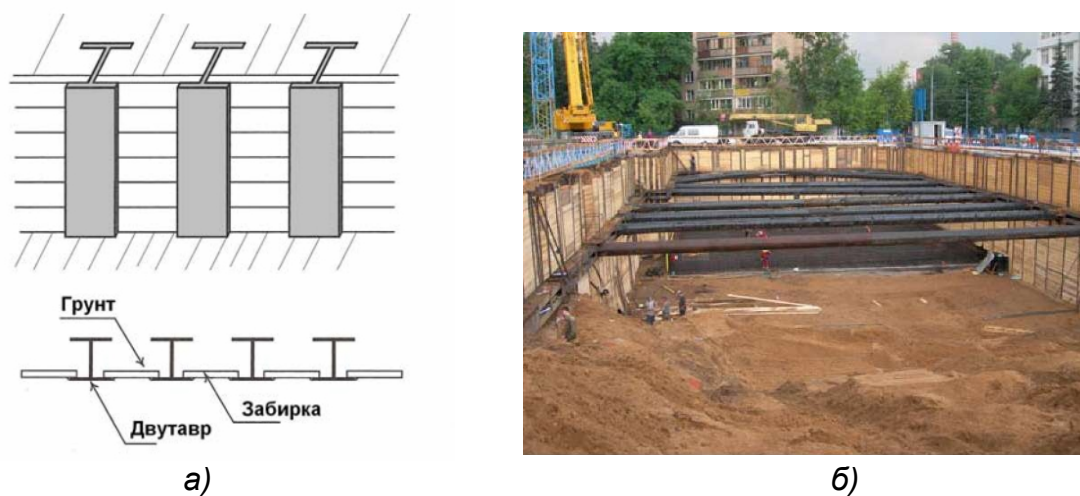


Рис. 9. Ограждение котлована из стальных элементов с забиркой.

Шпунтовые ограждения котлованов широко используются в гидротехническом строительстве в условиях слабых водонасыщенных грунтов при высоких отметках уровня подземных вод. Такие конструкции способны воспринимать не только давление грунта, но и гидростатическое давление, являясь одновременно противофильтрационной завесой. Шпунтовые элементы стен представляют собой стальные профили U-, Z-образного поперечного сечения или плоские (рис.10), снабженные замковыми захватами по краям, позволяющими фиксировать один элемент относительно другого в вертикальном положении. Наибольшее распространение получили U-образные шпунты типа «Ларсен». Установка шпунта в грунт осуществляется обычно вибропогружением. Шпунтовые стены, устроенные в замок, обладают достаточно высокой жесткостью и способны воспринимать изгибающие моменты, значительно превышающие предельные значения для

ограждений с забиркой (рис. 10). Ограничением для использования шпунта является сложность или невозможность его погружения в гравелистых, скальных и полускальных грунтах. 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 по средствам статического вдавливания. В связи с этим единственным ограничением данного метода являются геологические условия на рассматриваемой строительной площадке.

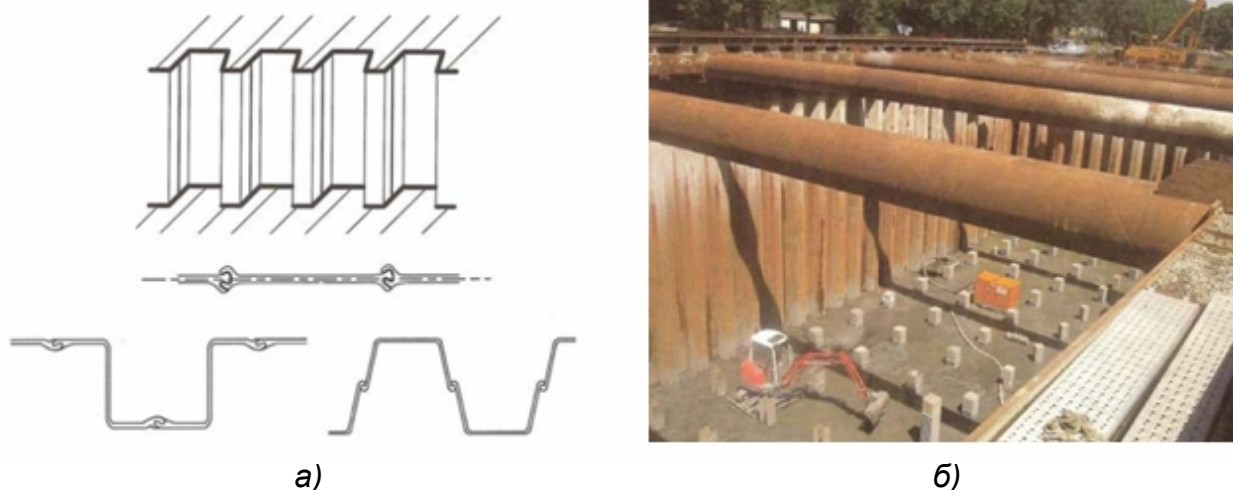


Рис. 10. Шпунтовое ограждение котлована.

Ограждение котлована в идеальном случае должно сочетать в себе следующие основные функции: воспринимать боковое давление грунта, являться противофильтрационной завесой и воспринимать гидростатическое давление подземных вод, при необходимости воспринимать вертикальные нагрузки, минимизировать влияние котлована на окружающую застройку. Наиболее полному сочетанию всех этих функций отвечают конструкции, устраиваемые способом «стена в грунте». Строительство ограждений котлованов и фундаментов зданий способом «стена в грунте» предполагает устройство в грунте с помощью специального оборудования узкой траншеи требуемой глубины, устойчивость стенок которой обеспечивается специальными тиксотропными растворами из бентонитовых глин. Траншеи разрабатываются отдельными захватками, длина которых в плане соответствует размерам навесного оборудования и составляет обычно от 2.2 до 3 м. Захватки отделяются друг от друга инвентарными ограничителями, извлекаемыми до начала бетонирования примыкающей захватки. Наибольшее распространение получили трубчатые или фасонные металлические разделительные элементы ограничителей, позволяющие устраивать полукруглые стыки захваток или устанавливать между захватками гидроизолирующие вставки. После того как экскавация захватки доводится до проектной отметки, в нее погружается пространственный арматурный каркас. Далее в траншею погружается бетонолитная труба, в которую подается бетонная смесь, вытесняющая на поверхность находившийся в захватке бентонитовый раствор. Таким образом бетонирование осуществляется снизу-вверх в процессе подъема бетонолитной трубы. После набора необходимой прочности бетона начинается устройство соседней захватки. Последовательность работ по устройству «стены в грунте» показана на рис.11. В результате, после замыкания контура в основании создается железобетонная стена, служащая надежным ограждением котлована (рис. 11).

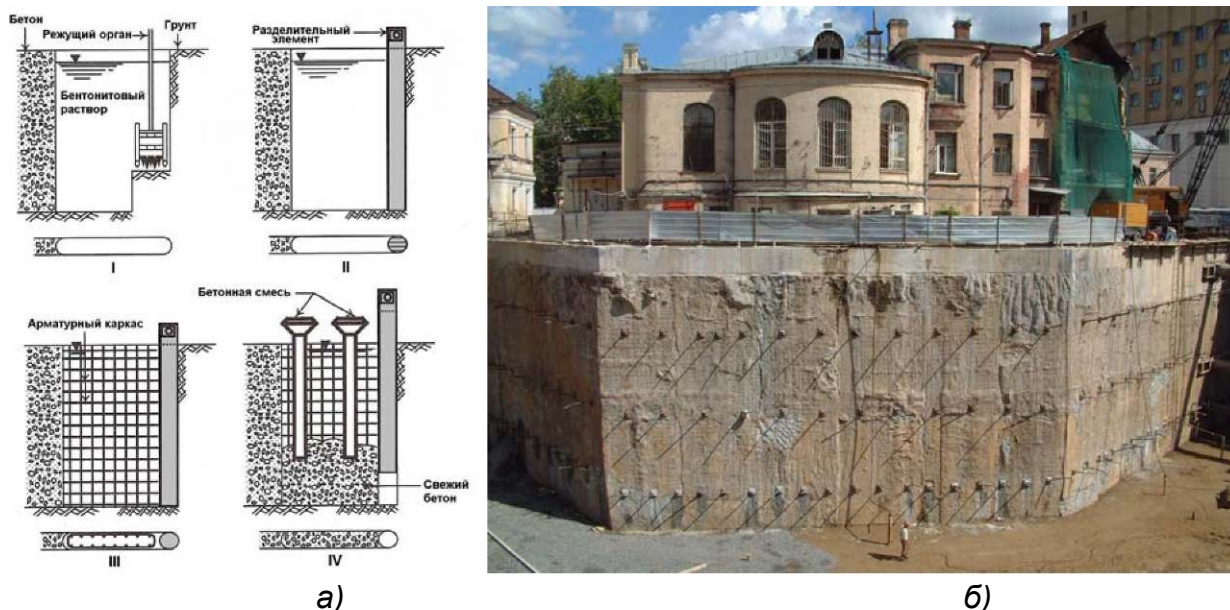


Рис. 11. Последовательность устройства «стены в грунте» (а). Монолитная «стена в грунте» Турецкого торгового центра в Замоскворечьи (б).

Помимо описанной технологии устройства монолитных железобетонных «стен в грунте», применяют также сборные и сборно-монолитные стены, для устройства которых в траншею погружают элементы заводского изготовления. При строительстве подземных объектов достаточно широкое применение нашли сборно-монолитные «стены в грунте» с листовой арматурой [63]. Эти конструкции состоят из несущих железобетонных блоков заводского изготовления с полуцилиндрическими боковыми поверхностями, снабженных со стороны подземного сооружения листовой арматурой, и монолитных неармированных участков между ними. В настоящее время разрабатываются конструкции сборной «стены в грунте» с предварительным напряжением арматуры.

«Стена в грунте» в современных условиях является наиболее универсальной конструкцией, используемой в подземном строительстве для устройства ограждения котлованов и защиты от подземных вод. Оборудование ведущих мировых производителей способно устраивать траншейные стены глубиной до 70 м и шириной от 400 до 1200 мм. Для проходки траншеи в мягких, легко разрабатываемых грунтах применяют плоские ковшовые грейферы (рис. 11а), для устройства траншей при наличии скальных и полускальных грунтов применяют навесное оборудование непрерывного роторного действия - гидрофрезы (рис. 11б). Современные механизмы для устройства «стены в грунте» позволяют работать даже при весьма ограниченном высотном габарите, например под пролетами мостов.

Устройство траншейных «стен в грунте» в городских условиях все же имеет ряд ограничений, связанных в первую очередь с возможностью ухода бентонитового раствора в полости в техногенных отложениях и макропористых грунтах. Опасным является также проникновение глинистой суспензии в инженерные коммуникации при их близком расположении. Недостатком «стены в грунте» является ее высокая стоимость.



а)

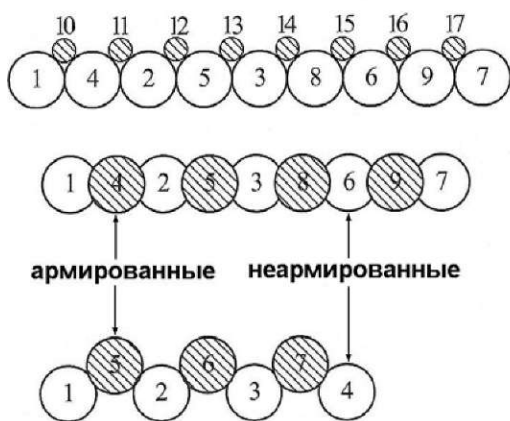
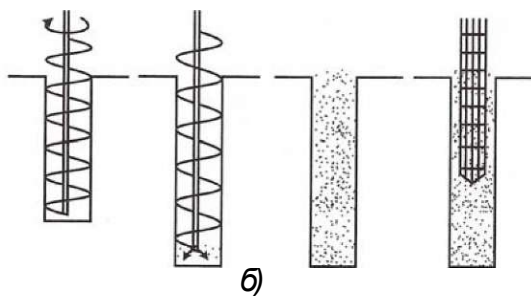
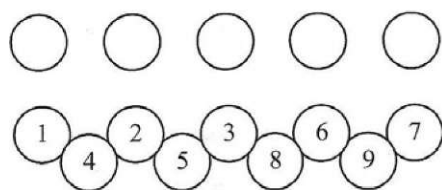


б)

Рис. 11. Навесное оборудование для устройства «стены в грунте».

В условиях, когда потери бентонитового раствора в грунтах возможны, а также при сложной форме конфигурации подземного сооружения в плане все более широкое применение в России находит устройство ограждений котлована из буресекущихся свай. Если уровень подземных вод расположен ниже дна котлована или предполагается строительное водопонижение, ограждающая котлован конструкция может быть также выполнена из отдельно стоящих или касательных буровых свай. Применяемые на практике варианты планового расположения свай в составе ограждений котлованов приведены на рис.12а, где номерами показана последовательность устройства свай. Для устройства тела свай применяются различные технологии, наиболее распространенной из которых является бурение грунта под защитой инвентарной обсадной трубы, бетонирование скважины с помощью поднимаемой бетонолитной трубы, погружение в несхватившийся бетон арматурного каркаса (рис.12б). Для устройства ограждений котлованов, как правило, применяют секущиеся сваи диаметром от 0.6 до 1.2 м, при отсутствии подземных вод применяют отдельные сваи меньших диаметров. Достаточно высокая прочность и жесткость свай позволяет разрабатывать под их защитой котлованы глубиной до 20-25 м (рис. 12в). К недостаткам таких подпорных стен можно отнести худшую гидроизоляцию, чем у траншейных «стен в грунте», а также достаточно высокую стоимость [64].

При некачественном выполнении свай в неустойчивых водонасыщенных грунтах следует опасаться возможных прорывов грунтовой массы в котлован через дефектные стыки.



а)

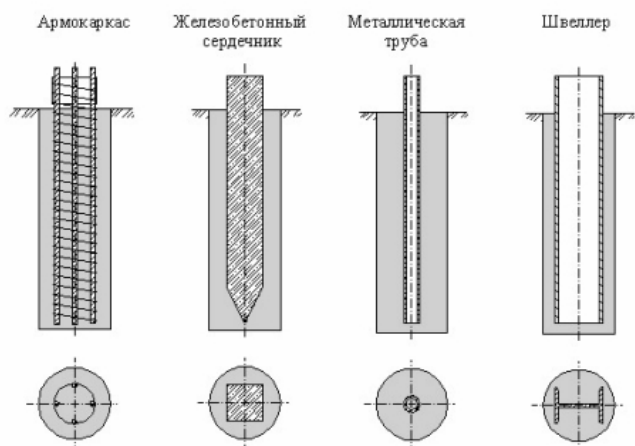
в)

Рис. 12. Устройство ограждений из буровых свай.

Все шире в последние годы при устройстве котлованов в России стала применяться струйная технология (jet-grouting) [62]. Суть этой технологии заключается в перемешивании грунта с цементным раствором или в полном замещении грунта раствором с помощью высоконапорной струи. Для этого в лидерные скважины малого диаметра погружается гидромонитор, имеющий боковое сопло для создания водяной струи высокого давления и торцевое отверстие для подачи твердеющего заполнителя. При подъеме буровой штанги включается вращающийся гидромонитор, осуществляющий под давлением до 50 МПа размыв грунта в скважине и одновременную подачу цементного раствора. В результате в грунте образуется столб из грунтоцемента диаметром 0.8-1.5 м. При последовательном формировании соседних грунтоцементных элементов струйная технология применяется для устройства вертикальных экранов из jet-свай, которые, работая в составе ограждений котлованов, должны армироваться металлическими или железобетонными сердечниками (рис.13а). Стенки из jet-свай имеют рельефную шероховатую поверхность (рис.13б), поэтому при необходимости дополнительного крепления ограждения котлована следует проводить их выравнивание. 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.

За рубежом для создания ограждений котлованов в последние годы стала применяться буросмесительная технология. Для устройства подпорных стен из грунтоцементных материалов используют специальные буровые механизмы с

расположенными в ряд несколькими шнековыми органами, оснащенными устройствами, подающими в грунт цементный раствор или сухой порошок. Вращением шнековых органов подаваемое в основание вяжущее вещество

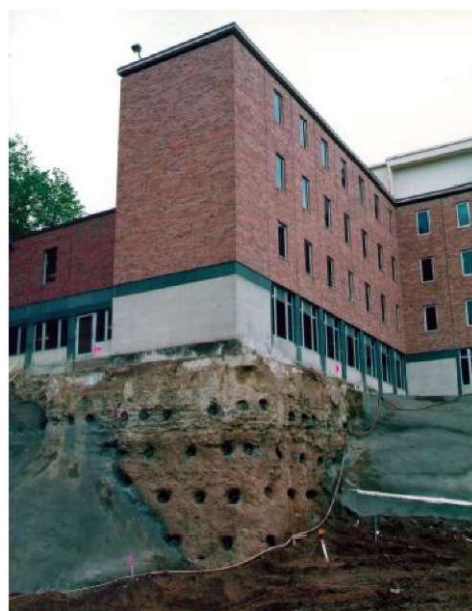
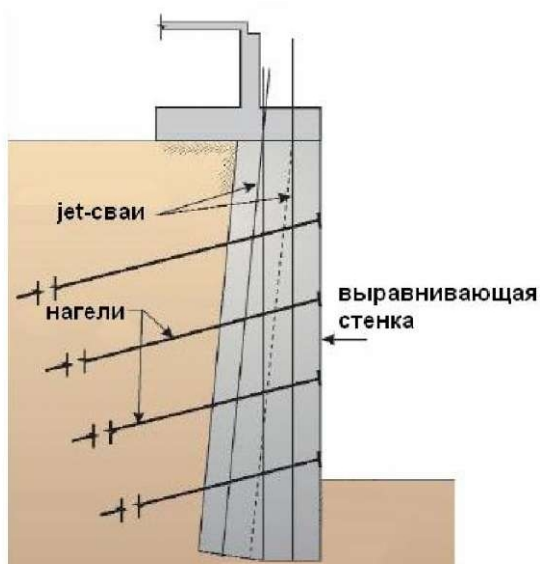


перемешивается с грунтом и, вступая с ним в химическую реакцию, твердеет. При этом создается ряд пересекающихся грунтоцементных столбов. Смесительная технология применяется для устройства ограждений котлованов преимущественно в слабых глинистых грунтах высокой степени влажности.

а)

б)

Рис. 13. Ограждение котлована, выполненное с применением струйной технологии.



а)

б)

Рис. 14. Ограждение котлована, совмещающее функции усиления фундаментов.

Наиболее предпочтительным с точки зрения удобства экскавации грунта и организации работ в котловане является крепление ограждающей конструкции грунтовыми анкерами. Анкерами называются устройства, позволяющие передавать

на грунтовый массив выдерживающие усилия. По способу устройства анкеры подразделяются на буровые, завинчиваемые, задавливаемые, забивные и комбинированные. Для крепления ограждений котлованов в городских условиях в большинстве случаев используются буровые анкеры. Конструкция бурового инъекционного грунтового анкера изображена на рис.15а и состоит из оголовка, тяги в оболочке и рабочей части, заземленной в грунте. Тяга передает выдерживающее усилие от оголовка, закрепленного на внутренней стороне ограждения котлована, на рабочую часть (корень) анкера, препятствующую выдергиванию. По способу сопротивления выдергиванию их конструкции классифицируются на анкеры трения, анкеры лобового сопротивления и анкеры смешанного типа (рис.15б). По конструкции анкерной тяги различают стержневые, прядевые и трубчатые анкеры. Как правило, анкеры подвергаются предварительному натяжению, что позволяет снизить горизонтальные перемещения ограждения котлована и изгибающие моменты в нем.

Выдерживающее усилие, которое возможно передать на анкер, определяется несущей способностью анкера по грунту, равно как и прочностью самой конструкции тяги анкера. В слабых грунтах повысить несущую способность анкера по грунту можно путем увеличения длины корня анкера или его диаметра, применения многоразовых инъекций и правильного выбора технологии нагнетания [63]. Несущая способность грунтовых анкеров в обязательном порядке должна быть подтверждена пробными испытаниями. Величины усилий, воспринимаемых на практике одиночным анкером в дисперсных грунтах, как правило, находятся в диапазоне от 0.1 до 0.5 МН, а в полускальных и скальных породах - до 1 МН. Анкеры устанавливаются по периметру котлована с шагом по горизонтали, обычно, 0.8-2.5 м под углом наклона к горизонту до 30-40°. Для более равномерной передачи усилий от анкеров на ограждение котлована устраивают распределительные пояса.

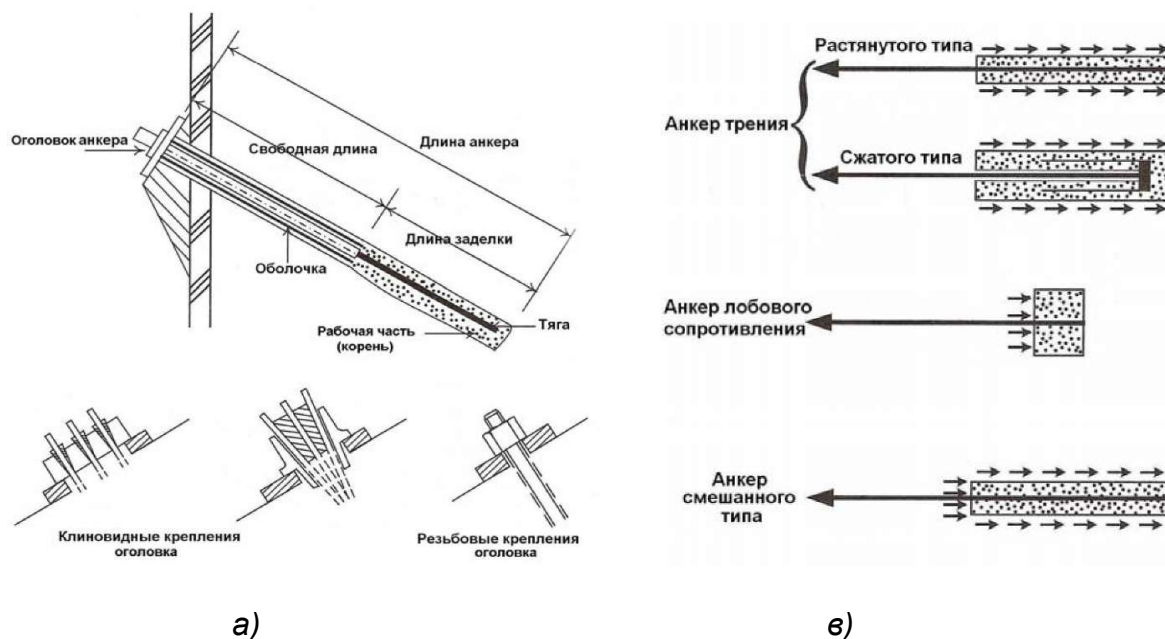


Рис. 15. Конструкция инъекционного грунтового анкера (а) и типы анкеров (б).

В глубоких котлованах анкеры устанавливаются в несколько ярусов по высоте. Чем глубже котлован - тем большее количество ярусов требуется, и тем меньше принимается шаг между анкерами по глубине. Корни анкеров должны располагаться

вне треугольной призмы активного давления грунта на подпорную конструкцию, поэтому длина анкеров в нижних ярусах обычно меньше чем в верхних. Одним из наиболее глубоких котлованов в Москве с многоярусным анкерным креплением, является котлован Океанариума на ул. Братьев Фонченко рядом с Поклонной горой (рис.16). Максимальная глубина котлована составляет до 20 м, количество ярусов анкеров - от 3 до 5, длина верхних анкеров превышает 30 м.

По времени эксплуатации грунтовые анкеры подразделяются на временные и постоянные. Срок службы временных анкеров не должен превышать два года, они используются только на стадии экскавации котлована. Постоянные анкеры являются составной частью конструкции заглубленного сооружения в течение всего срока его эксплуатации. Для постоянных анкеров должна быть предусмотрена антикоррозионная защита.

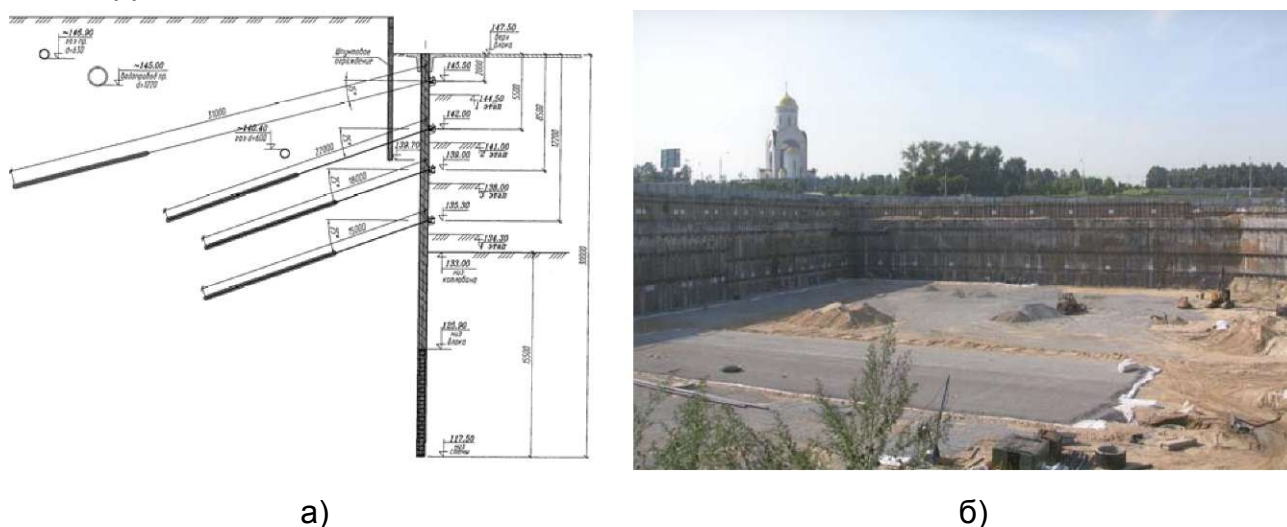


Рис. 16. Схема анкерного крепления (а) и котлован (б) московского Океанариума на Поклонной горе.

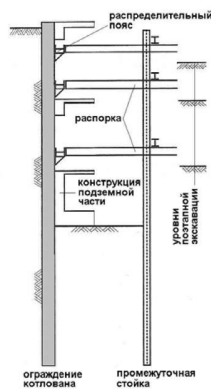
К преимуществам анкерного крепления относится удобство организации работ, возможность несимметричной экскавации котлована, экономичность для котлованов значительной площади. Есть, однако, ограничения и недостатки. К ним можно отнести необходимость выполнения инженерно-геологических изысканий вне границ площадки застройки, что не всегда возможно. При расположении оголовков анкеров ниже уровня подземных вод сложно обеспечить их гидроизоляцию. Применение анкеров нецелесообразно в слабых грунтах. Устройство анкеров не всегда возможно из-за близкого расположения инженерных коммуникаций и фундаментов соседних зданий. Выполнение анкеров под существующими фундаментами вызывает их дополнительные деформации. В мировой практике в условиях плотной застройки находят все более широкое применение извлекаемые анкеры, свободная тяга которых демонтируется после возведения каркаса подземной части здания. В связи с запретом в некоторых городах размещать анкеры вне границ участков застройки, в особенности под проезжими частями улиц и дворовыми проездами, российские фирмы также начали применять извлекаемые анкерные конструкции.

Нагельное крепление ограждений котлованов по схеме работы близко к анкерному. Нагели обычно представляют собой стержневые или трубчатые элементы, погружаемые в грунт по мере разработки котлована, армирующие грунтовый массив и воспринимающие выдергивающие усилия. Отличием нагелей от

грунтовых анкеров является их более простая конструкция и отсутствие предварительного натяжения. Пример нагельного крепления котлована приведен на рис.14. Нагели устанавливаются с меньшим, чем анкеры шагом по высоте и в плане. Нагельные крепления в комбинации с торкретированием стенок котлована, как правило, применяют в условиях глубокого залегания подземных вод и в грунтах с хорошими физико-механическими свойствами.

Наиболее распространенным в настоящее время в России способом крепления ограждений котлованов при строительстве открытым способом является устройство временной распорной системы из металлических элементов (рис.17). В качестве распорных элементов обычно используют стальные трубы или прокатные профили. В глубоких котлованах распорные системы устанавливаются в несколько ярусов. Отметки установки ярусов распорок выбираются из статического расчета конструкции с учетом удобства их последующего демонтажа. Для этого распорки располагают несколько выше постоянных перекрытий в подземной части проектируемого сооружения. Шаг установки распорных элементов в плане, как правило, находится в диапазоне от 4 до 8 м. Так как распорки передают на ограждение значительные сосредоточенные нагрузки, устройство металлических или железобетонных распределительных поясов в уровне установки распорок является обязательным. При необходимости устройства распорных элементов более 20 м обычно выполняют временные промежуточные опоры-стойки, снижающие свободную длину распорок.

Ограничением целесообразности распорного метода крепления служат плановые размеры и глубина котлована, так как разработка грунта при устройстве трех и более ярусов распорок или при наличии значительного количества промежуточных опор является технологически затруднительной. При значительном объеме одноразово используемого металла демонтируемых элементов распорной системы этот способ строительства становится неэкономичным. Среди технологических новинок, используемых за рубежом, но которые не нашли еще широкого применения в нашей стране, можно отметить системы сборных металлических распорных элементов многократного применения с заменяемыми концевыми частями (рис.18а). Эти системы получили распространение в странах восточной Азии. Часто они включают в себя ряд преднапрягаемых элементов (рис.18б), позволяющих снижать перемещения ограждения котлована и контролировать величины усилий в распорках. Преднапряжение в подобных системах достигается путем использования компактных горизонтальных домкратов, вмонтированных в распорные металлические элементы многократного использования.



а) б)
Рис. 17. Многоярусное распорное крепление котлована.

Другим новшеством, получившим распространение за рубежом, являются распорные системы в виде ферм. Конструкции горизонтальных железобетонных ферм, имеющих промежуточные стойки, используются в Китае (рис.19а) для экскавации котлованов значительных размеров в плане. После завершения разработки котлована такие конструкции могут быть включены в состав ребристых перекрытий подземных этажей сооружения. Вертикальные распорные фермы из металлических элементов используются в США (рис.19б) для перекрытия больших пролетов и обеспечения возможности расположить на распорной системе строительное и технологическое оборудование, а также складировать материалы в процессе возведения подземной части здания.

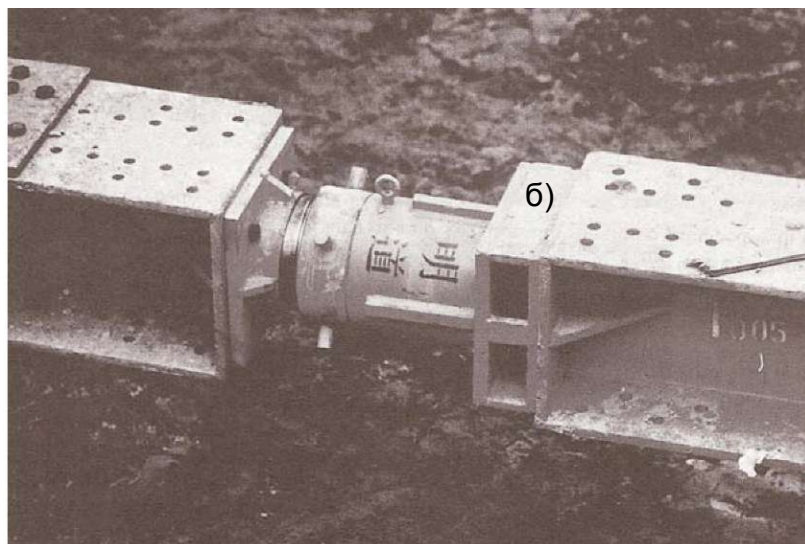
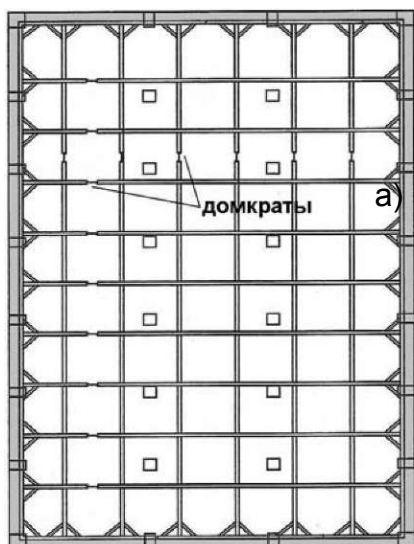
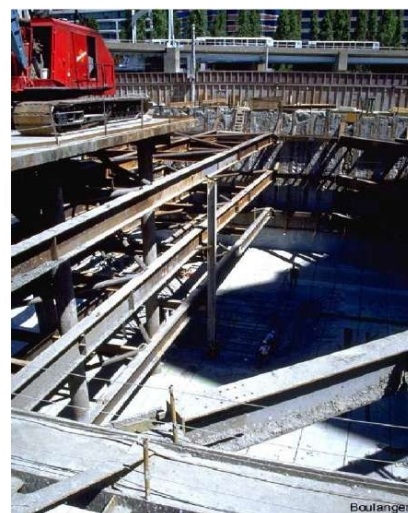


Рис. 18. Распорное крепление из инвентарных элементов (а) и конструкция преднапрягающего домкрата (б).



а)

б)

Рис. 19. Распорное крепление котлованов с помощью горизонтальных (а) и вертикальных (б) ферм.

На практике также часто используются различные комбинированные удерживающие системы ограждений котлованов, включающие в себя как элементы анкерного, так и распорного крепления. Для котлованов сложной и неправильной

конфигурации в плане применяют комбинацию этих типов крепления на разных участках периметра (рис.20.а). На участках сужения котлована или угловых участках более рациональным бывает использование распорных систем, в то время как в местах максимальной ширины котлована преимущество отдается анкерному или подкосному креплению. Комбинации анкеров и распорок по высоте ограждения (рис.20б) встречаются, когда нижний ярус крепления необходимо разместить ниже уровня подземных вод и при этом обеспечить гидроизоляцию подпорной конструкции



Рис. 20. Комбинированные удерживающие системы

При больших в плане размерах подземного сооружения возможно использовать так называемый «островной» метод строительства. Для этого экскавация котлована выполняется в две стадии. На первой стадии до проектной отметки разрабатывается центральная часть котлована, по периметру оставляются грунтовые целики - бермы, удерживающие подпорную конструкцию. В центральной части котлована возводятся фундаментные конструкции, возможно совместно с каркасом подземной части. На втором этапе осуществляется разработка грунтовых берм с устройством наклонных подкосов в фундаментную конструкцию (рис.21.а) или распорок, упираемых в перекрытия каркаса центральной части сооружения (рис.21.б).

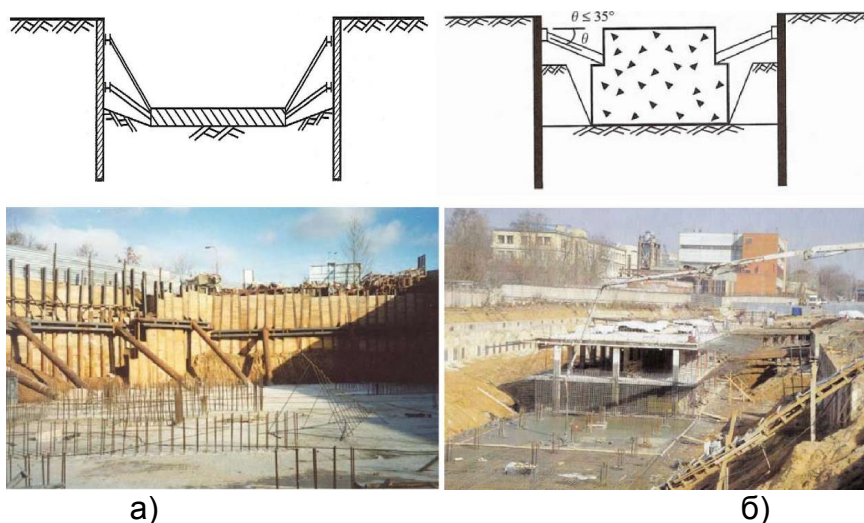


Рис. 21. «Островной» метод строительства под защитой берм.

Строительство подземных и заглубленных сооружений в стесненных городских условиях часто ведется с помощью полузакрытого способа устройства котлована по технологии «top-down» (сверху-вниз), позволяющего минимизировать влияние строительства на природное напряженно-деформированное состояние грунтового массива. Данный способ предполагает устройство с поверхности земли или с промежуточных отметок в котловане временных или постоянных опор внутри контура сооружения, поддерживающих перекрытия подземной части здания, бетонируемых по грунту и воспринимающих распор от ограждения котлована. Эскавация грунта в котловане производится из-под перекрытий через технологические проемы (рис.22.а). Нижележащие перекрытия бетонируются последовательно по мере удаления грунта. В случае применения временных опор, поддерживающих перекрытия, они демонтируются после возведения фундаментной плиты и постоянных колонн или несущих стен, бетонируемых снизу-вверх. В качестве ограждения котлована при строительстве по технологии «top-down» обычно используют «стену в грунте», способную воспринять вертикальные нагрузки от веса подземных перекрытий.

При строительстве подземных сооружений полузакрытым способом достаточно значительные затраты требуются на устройство буровым способом или способом «стена в грунте» опор-колонн, поддерживающих перекрытия в процессе эскавации грунта. Российская разработка, защищенная патентом, направлена на сокращение этих затрат и предусматривает схему крепления ограждения котлована, при которой в верхнем ярусе монтируются инвентарные металлические конструкции ферм. Фермы опираются на «стену в грунте», а бетонируемые поэтапно по мере разработки грунта подземные перекрытия подвешиваются к конструкциям этих ферм (рис.22.б). После бетонирования снизу-вверх вертикальных элементов каркаса временные конструкции подвески и ферм демонтируются.

При значительных размерах котлованов в плане используют комбинированный метод разработки грунта (semi-top-down), в котором возведение конструкций подземной части по периметру котлована выполняется способом «top-down», а в центральной части - по классической схеме снизу-вверх [66]. При этом крепление ограждения котлована осуществляется за счет пространственной работы периметральных фрагментов дисков подземных перекрытий. Возможны две схемы выполнения работ комбинированным методом. Для первой схемы характерно, что устройство участков дисков перекрытий по периметру осуществляется в процессе поэтапной эскавации котлована (рис.23.а). Вторая схема предполагает сохранение грунтовой призмы по контуру котлована, строительство центральной части сооружения снизу-вверх, поэтапную эскавацию грунта в контурной зоне котлована с одновременным объединением центральных фрагментов перекрытий с периметральными, устраиваемыми поэтапно на поверхности грунтовой призмы (рис.23.б).

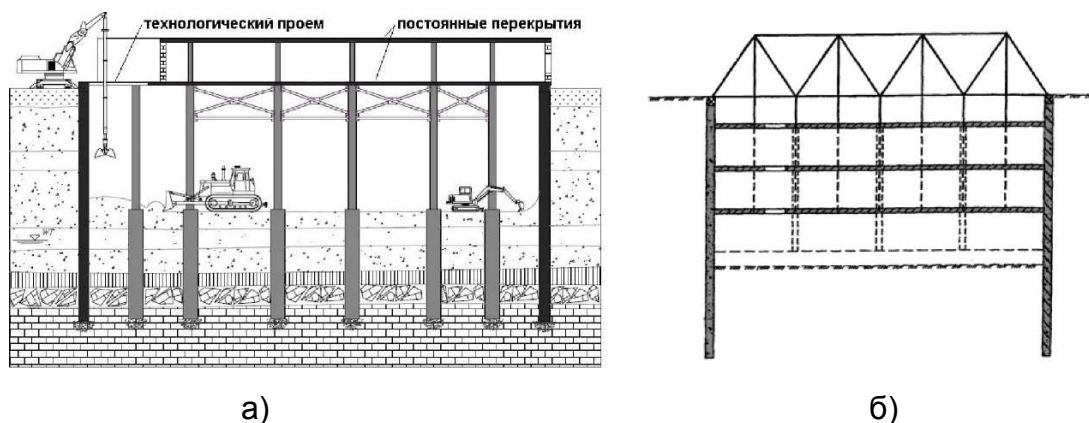


Рис. 22. Строительство подземного сооружения по технологии «top-down».



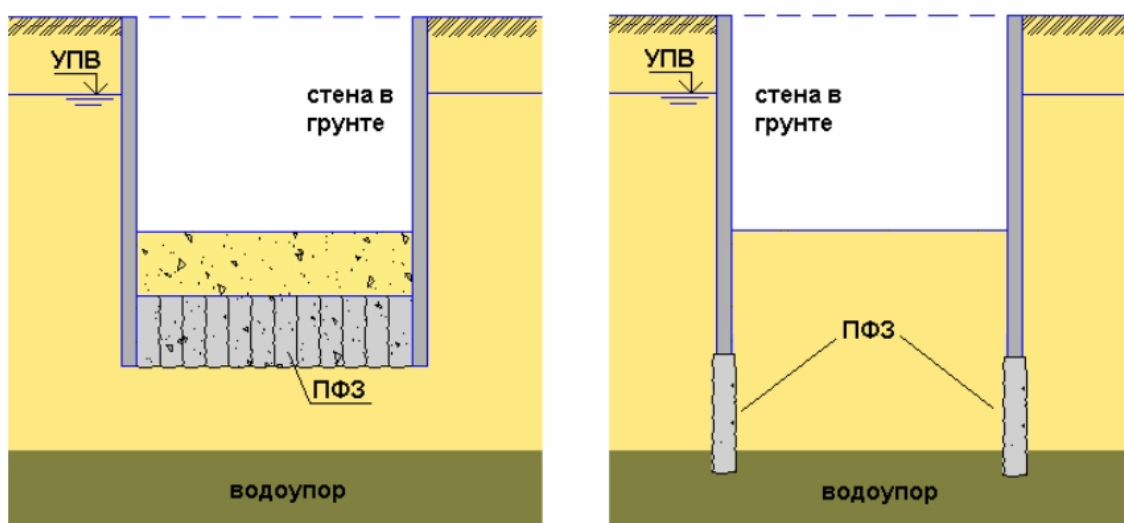
а)

б)

Рис. 23. Комбинированный способ строительства «semy-top-down».

При строительстве подземных и заглубленных сооружений в котлованах в ряде случаев возникает необходимость устройства дополнительных конструкций, облегчающих выполнение подземных работ. Например, в условиях высокого уровня подземных вод и глубокого залегания водоупорных слоев грунта строительное водопонижение бывает недопустимо или экономически неоправданно. Для сокращения глубины устройства «стены в грунте» в таких случаях может быть выполнена противофильтрационная завеса (ПФЗ). С помощью применения струйной технологии можно устраивать горизонтальные противофильтрационные завесы в днище котлована (рис. 24а). При этом ПФЗ из грунтоцемента является также дополнительным распорным диском, позволяющим еще более снизить требуемое заглубление ограждения котлована. Другим вариантом защиты котлована от подземных вод может являться вертикальная ПФЗ, размещаемая по периметру. Такая противофильтрационная завеса также выполняется с помощью струйного монитора, погружаемого до водоупора через оставляемые в «стене в грунте» полые трубки (рис. 24б).

Выбор типа противофильтрационной завесы осуществляется на основе сопоставления их экономических показателей.



а)

б)

Рис. 24. Схемы создания противофильтрационных завес при устройстве котлованов.

Еще одним заслуживающим внимания примером использования в мировой практике дополнительных мероприятий является устройство так называемых Т-образных подпорных стен, или ограждений с контрфорсами. Такие конструкции используют при значительных глубинах и площадях котлованов. Контрфорсы могут устраиваться как способом «стена в грунте», так и из монолитного железобетона в пионерном котловане. Примером применения последней технологии является строительство комплекса культурного назначения в Сингапуре. Конструктивная схема ограждения котлована комплекса показана на рис. 25.а. Котлован имел глубину 10 м и ширину более 180 м. Строительство подземной части было начато с устройства «стены в грунте» по периметру и временного шпунтового ограждения на расстоянии 17 м от нее внутри контура сооружения. До начала земляных работ между стеной и шпунтом с поверхности были выполнены буровые сваи, бетонируемые до отметки дна котлована. Далее проводилась разработка пионерного котлована между постоянной и временной стенами под защитой двух ярусов распорок. После завершения экскавации были устроены фундаментная плита и контрфорсы, позволяющие далее удерживать давление грунта без помощи дополнительного крепления «стены в грунте». Завершались работы демонтажем временной шпунтовой стены и экскавацией основного котлована. В качестве еще одного примера эффективного использования дополнительных конструкций можно привести устройство котлована культурно-выставочного центра в Монако глубиной 25 под защитой «стены в грунте» с контрфорсами (рис. 25.б). В России подобный способ подземного строительства еще не нашел должного широкого применения.

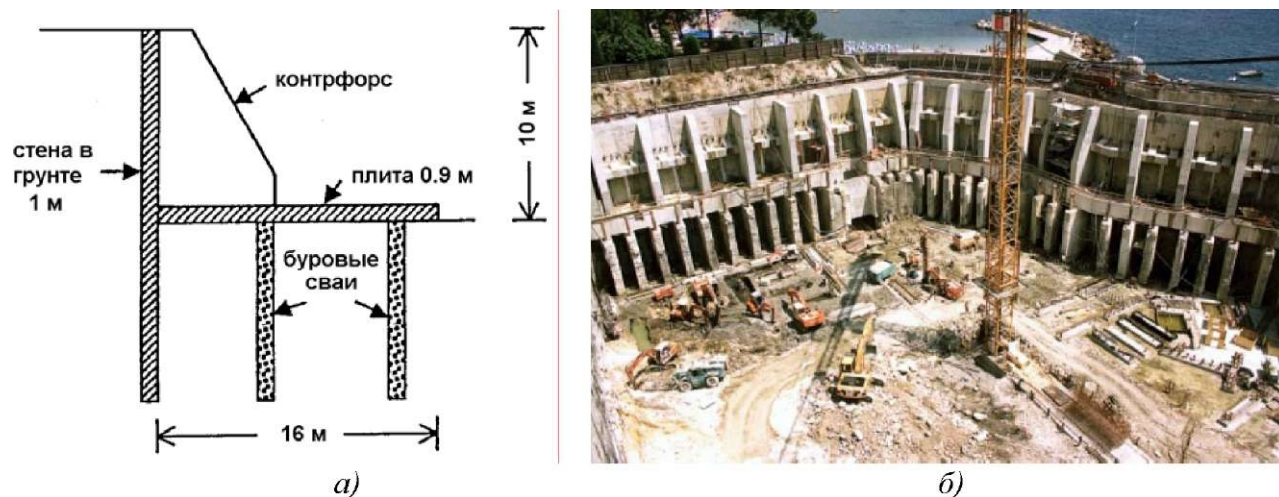


Рис. 25. Устройство ограждающих конструкций котлованов с контрфорсами.

Возможности современных технологий и оборудования предоставляют инженерам и строителям огромный выбор доступных способов устройства подземных и заглубленных сооружений. Широкий спектр технических решений по устройству ограждений котлованов и вариантов их крепления охватывает практически весь диапазон инженерно-геологических и гидрогеологических условий, требуемых глубин и плановых размеров сооружений. Выбор конструктивной схемы подземного сооружения, типа ограждения котлованов, способа его крепления и технологической последовательности работ в котловане должен быть продуман и взаимно увязан. В сложных условиях этот выбор следует выполнять, как правило, на основании технико-экономического сопоставления вариантов.

Исходя из геологических условий, а также распространенностью методов крепления стен глубоких котлованов на территории РФ, объектами исследования выбраны следующие конструктивные решения крепления стен глубокого котлована:

- Крепление стен глубокого котлована с помощью шпунтового ограждения совместно с распорной системой
- Крепление стен глубокого котлована с помощью шпунтового ограждения совместно с подкосной системой
- Крепление стен глубокого котлована с помощью технологии «стена в грунте»

1.3. Теоретические подходы к расчету крепления стен глубоких котлованов

Развитие теоретических подходов к расчету крепления стен глубоких котлованов развернуто изложено на примере работы заанкеренных шпунтовых стенок в книге Виталия Никитича Ренгача «Шпунтовые стенки. Расчет и проектирование»[19]. Так как рассматриваемые в работе конструктивные решения крепления стен глубоких котлованов рассчитываются как гибкая стенка, защемленная на одном конце, консольного типа либо с дополнительным креплением в качестве распорки или раскосов, то изложенное теоретическое развитие расчетов, изложенные В.Н. Ренгачом, являются крайне актуальными для данной работы.

1.3.1. Графоаналитический метод упругой линии (метод Блюма-Ломейера)

Метод упругой линии появился в 1930 г. [4] и стал популярен благодаря простоте и наглядности. К тому же графические построения позволяют осуществлять самоконтроль. Расчет по Блюму-Ломейеру, учитывающий защемление стенки в грунте, в сравнении с другими (ранее существовавшими) методами приводит к более точным результатам и, в частности, выгодно отличается от метода Якоби. Метод Блюма-Ломейера в процессе расчета позволяет изменять соотношения между максимальным изгибающим моментом и глубиной забивки стенки и таким образом находить наиболее согласующиеся с заданными размеры сечения шпунта. Однако пренебрежение трением грунта о стенку (авторы метода считают, что при вычислении активного давления грунта трение совершенно не должно учитываться и допускают его частичный учет лишь при вычислении пассивного давления [4]) и не учет других особенностей взаимодействия грунта со стенкой, как показали исследования [5], явилось причиной значительного превышения расчетных усилий над фактическими.

Практика подтвердила, что произвольно выбранный уменьшающий коэффициент максимального изгибающего момента, равный 1,35, теперь уже оказался недостаточным. При наличии каменной засыпки он принимается равным 1,5. Кроме того, получаемые по методу Блюма-Ломейера анкерные(подкосные) усилия, как показали исследования, проведенные Горюновым, Новиковым, Оде, Роу,

автором и другими, не соответствуют опытным усилиям, вследствие чего при расчетах их увеличивают до «нормы» с помощью произвольных коэффициентов 1,4—1,5.

Таким образом, метод Блюма-Ломейера имеет неточности и может служить средством лишь приближенного определения основных расчетных величин при решении задач об устойчивости и прочности гибких подпорных стенок в процессе их проектирования. Однако этот метод оказался предельно простым и удобным в практике, в связи с чем его следует применять, но необходимо усовершенствовать.

При этом усовершенствование должно вестись не в поисках искусственного подбора коэффициентов, а путем научно обоснованного исследования взаимодействия шпунтовой заанкеренной(подкосной) стенки и поддерживаемого ею грунта. При этом должна быть выяснена как картина изменения усилий и деформаций в самой стенке, так и характер смещений внутри массива грунта засыпки.

1.3.2. Датские правила

Датские правила, или датские рекомендации, (1952 г.) разработаны на основании результатов наблюдений, а также изучения работы существующих шпунтовых стенок [6].

На рис. 26а показана расчетная схема гибкой заанкеренной(подкосной) стенки по датским правилам. Стенка рассматривается как свободно опертая в точках А и В [6]. Точка В находится на уровне центра тяжести эпюры пассивного давления. Эпюра активного давления первоначально строится по Кулону без учета трения грунта о стенку, а затем изменяется с помощью параболы, уменьшающей давление грунта по середине отрезка АВ на величину ρ и увеличивающей давление в точке А на величину $1,5\rho$.

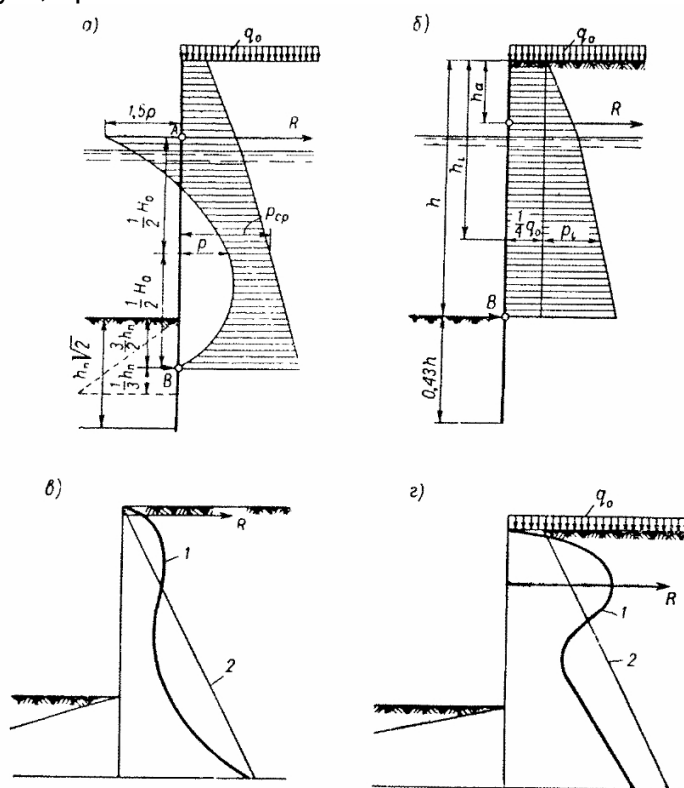


Рис. 26. Эпюры давления грунта на стенку: а - по датским правилам; б - по Г. Чеботареву; в - по П. Роу (без полезной нагрузки); г — по П. Роу (с равномерно-распределенной нагрузкой): 1 - по Роу, 2 - по Кулону

Величина p определяется по формуле:

$$p = K p_{cp}^k \frac{10q + 2H_0}{10q + 3H_0}, \quad (1)$$

где K — эмпирический коэффициент по Датским правилам, принимаемый равным 0,8;

p_{cp}^k — среднее значение активного давления по Кулону; q — нагрузка на уровне анкера, определяемая как приведенная высота столба грунта (включая временную равномерно распределенную нагрузку);

H_0 — высота участка стенки АВ.

В дальнейшем производится обычное вычисление реакций и максимального изгибающего момента для свободно опирающейся балки АВ, причем стенка и анкеры (подкосы) рассчитываются на напряжения, превосходящие нормальные на 25%. Необходимая глубина забивки определяется по условию равенства пассивного сопротивления грунта, вычисленного по Кулону (угол трения грунта о стенку в пассивной области принят равным половине угла внутреннего трения грунта), и реакции В. Действительная глубина забивки принимается равной $h_n \sqrt{2}$, что соответствует коэффициенту запаса 1,4 (h_n — высота эпюры пассивного давления).

Несмотря на очевидную условность расчета, предлагаемого датскими правилами, на практике эта методика оказалась приемлемой. Построенные с ее учетом сооружения в Дании выдержали испытание временем. И тем не менее, ученые и практики-строители не могли согласиться с присущими датским рекомендациям произвольными допущениями. Эти сомнения усугублялись также разноречивыми данными, получаемыми в результате сравнений периодически проводимых в Дании лабораторных исследований и натуральных наблюдений с нормами, что, естественно, послужило причиной к дальнейшим поискам более надежных методов расчета гибких подпорных стенок.

1.3.3. Исследования Г. Чеботарева

В 1943—1949 гг. в Принстонском университете (США) Г. Чеботаревым были проведены лабораторные исследования работы гибких заанкеренных стенок [7], в результате которых (проводились измерения напряжений по контактной грани) был предложен метод расчета гибких стенок для песчаных грунтов. Чеботарев считает, что уменьшение напряжений в гибкой стенке является следствием трения грунта о стенку и увеличенного отпора грунта впереди шпунтовой стенки. Исходя из этого он предлагает считать шпунтовую стенку свободно опертой, подобно балке, на уровне дна и на уровне анкера (подкоса) (рис. 27); глубина забивки принимается равной $0,43 h$.

Построение эпюры давления грунта по этому методу производится по теории Кулона, но с некоторым уменьшением интенсивности давления. Чеботарев считает также возможным повышать допускаемые напряжения в шпунте на 30% выше нормальных. Общее выражение для определения интенсивности активного давления p однородного несвязного грунта по Чеботареву имеет следующий вид:

$$p = \frac{1}{3} \gamma h_i v_1 \left(1 - \frac{h_a}{h v_2} \right) + \frac{1}{4} q_0, \quad (2)$$

где γ — объемный вес засыпки;

h_i — расстояние от верха стенки до рассматриваемой отметки слоя;

v_i - коэффициент, учитывающий влияние трения грунта о стенку (Чеботарев рекомендует принимать 0,9);

h_a - расстояние от верха стенки до крепления анкера (подкоса);

h - высота стенки от дна до ее верха;

v_2 - коэффициент, учитывающий влияние капиллярных сил и наличие пассивного сопротивления над уровнем анкеров (Чеботарев рекомендует принимать 3,5);

q_0 —временная равномерно распределенная нагрузка. Предложение об увеличении допускаемых напряжений в шпунте не распространяется на анкеры, расчет которых производится на усилие R'_p , несколько превышающее полученное по расчету анкерное усилие R_p :

$$\frac{R_p}{R'_p} = v_3 \left(1 - \frac{h_a}{h v_1} \right), \quad (3)$$

где v_3 — коэффициент, не превышающий 1.

Аналогичный метод расчета Чеботарев предлагает и для случая слабых глин, вводя для активного давления коэффициент 0,5.

По методике Г. Чеботарева в порту Лонг-Бич в США сооружены причалы с гибкими стенками, эксплуатируемые по настоящее время. И все же существенным недостатком метода Чеботарева является условность в определении коэффициентов и ряде допущений.

1.3.4. Исследования П. Роу

Многочисленные лабораторные опыты, выполненные П. Роу [8], [9] с целью дальнейшего изучения взаимодействия гибкой подпорной стенки с песчаными грунтами, производились на моделях разной жесткости при высоте стенок от 60 до 106 см. Измерялись изгибающие моменты, усилия в анкерах(подкосах) и давление грунта. Последнее фиксировалось электродатчиками.

Характерные эпюры давления грунта на стенку в зависимости от величины заглубления анкера показаны на рис. 26в,г.

В результате исследований Роу пришел к выводу, что криволинейная эпюра активного давления грунта, образующаяся после засыпки стенки, превращается в кулоновскую треугольную при податливости анкера на 0,001 высоты стенки, а интенсивность пассивного давления не превосходит величин, определяемых по Кулону (без учета трения грунта о стенку), с коэффициентом запаса 1,5.

Вопросы заделки шпунта в грунте Роу не исследовал, однако он рекомендует определять необходимую глубину забивки стенки исходя из условий ее свободного опирания в грунте.

Следует заметить, что результаты лабораторных исследований П. Роу, как и ряда других авторов, характеризуют взаимодействие стенки с грунтом лишь по контактной грани и совершенно упускают столь важный вопрос, как изучение сдвигов грунта в самой засыпке за стенкой. В результате - несколько односторонний подход к изучению взаимодействия гибкой стенки и грунта засыпки, затрудняющий выяснение характера распределения усилий и деформаций.

1.3.5. Исследования К. Терцаги

На основании лабораторных опытов, а также аналитических исследований [10], К. Терцаги предложил рассчитывать шпунтовые заанкеренные стенки с учетом перераспределения горизонтальных давлений по обе стороны защемленной внизу стенки. На рис. 27а показано фактическое распределение горизонтальных давлений, а на рис. 27б — принятое в расчетной схеме.

Предельное давление грунта определяется по Кулону — Ренкину. Давление на единицу площади стенки на рис. 2б соответствует абсциссам линии $ab_{\alpha}uv$, отсчитываемым от вертикали, которые равны алгебраической сумме абсцисс на рис. 27а.

Глубина забивки шпунтовой стенки, соответствующая форме линии прогиба на рис. 27а, может быть определена аналитически и графически. При аналитическом определении используется следующий искусственный прием. К давлениям, определяемым абсциссами кривой $b_{\alpha}uv$, прибавляются два одинаковых (но противоположных по направлению) давления, показанные на рис. 27б заштрихованными площадями. Общее положительное давление (действующее на нижний конец шпунтовой стенки), включая ΔE , заменяется равнодействующей Q , точка приложения которой находится в точке d_1 . Графическое определение изгибающего момента — обычное.

При определении давления угол трения грунта о стенку Терцаги принимает равным нулю. Коэффициент отпора грунта, как и по Блюму — Ломейеру, при угле внутреннего трения грунта $\rho > 25^\circ$ он принимает:

$$2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \rho/2), \quad (4)$$

А при $\rho < 25^\circ$:

$$\operatorname{tg}^2 (45^\circ + \rho/2) \quad (5)$$

Для практических целей Терцаги рекомендует принимать $dd_1 = 0,2h_3^p$. Следовательно, глубина забивки стенки h_3 составит $1,2h_3^p$, где h_3^p расчетная глубина забивки.

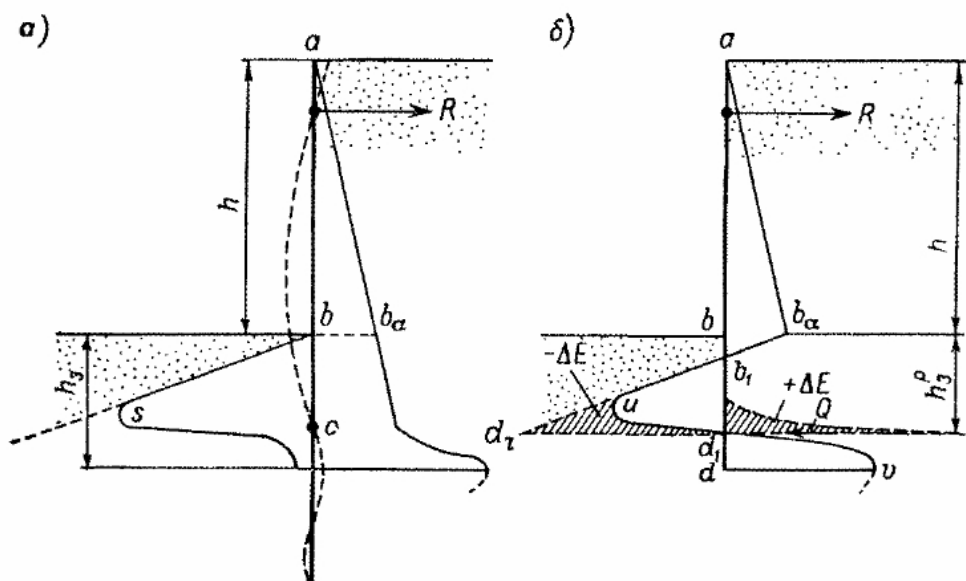


Рис. 27. Эпюры давления грунта на стенку по К. Терцаги
а — экспериментальное распределение горизонтальных давлений;
б — принятое в расчетной схеме.

Существенным недостатком методики расчета гибких стенок по Терцаги, как и по Блюму — Ломейеру, являются результаты, дающие значительное превышение расчетных изгибающих моментов над действительными, а также отклонения в определении анкерных (подкосных) усилиях.

1.3.6. Исследования Б. Хансена

Бринч Хансен посвятил многие годы вопросам исследования работы шпунтовых ограждений, в том числе гибких заанкеренных(подкосных) стенок. Выполненные им экспериментальные исследования и теоретические разработки представляют значительный интерес [6].

Хансен, являясь сторонником теории предельных состояний, предложил метод расчета гибких заанкеренных(подкосных) стенок, в котором рассматривает состояние грунта засыпки и предельное состояние самой шпунтовой стенки, включая образование в ней пластических шарниров. Особое внимание при этом Хансен обращает на кинематическую совместимость деформаций грунта и стенки.

Рассматривая перемещения грунта засыпки, Хансен указывает на наличие в нем разрывов в деформации: разрывов в целой зоне грунта и разрывов только по линии. Он отмечает, что классическая теория давления Кулона-Ренкина, а также почти все современные теории пластичности рассматривают случай разрыва внутри целой зоны грунта, что соответствует положению, когда центр вращения подпорного сооружения находится ниже уровня его подошвы. В противном случае, когда центр вращения подпорного сооружения находится выше уровня его средней части, разрыв, по мнению Хансена, будет происходить по определенной линии, без перехода всей движущейся зоны в пластическое состояние (т. е. при отсутствии полного перераспределения напряжений в грунте). Хансен считает, что при этом предпосылки классических теорий дают кинематически несовместимые деформации стенки и грунта. Он также полагает, что конструктор, прежде чем определять предельное давление грунта на стенку, должен ясно представлять характер деформаций сооружения в момент его аварии (условия аварии могут быть заданы самим конструктором).

По методу Б. Хансена, при соответствующих глубинах погружения шпунта и величинах распора грунта в шпунтовой стенке могут иметь место один либо два пластических шарнира, кинематическая схема последовательности образования которых приведена на рис. 28, а, б, в [6]. На рис. 3, г изображена эпюра давления грунта заанкеренной металлической стенки при наличии двух пластических шарниров.



Рис. 28. Графическая интерпретация процесса давления грунта на стенку по Б. Хансену:

а, б, в — кинематическая схема последовательности образования пластических шарниров;

г — эпюра давления грунта на стенку при наличии вертикальной равномерно-распределенной нагрузки (пластический шарнир еще не образовался)

На этих рисунках:

F_T - сила трения грунта о стѐ

Q_a и Q_n - соответственно равнодействующая активного и пассивного давления грунта на стенку;

M — изгибающий момент;

N — продольная сила в стенке;

s — реакция грунта от веса стенки.

Порядок расчета шпунтовой стенки следующий: вначале задается расположение анкерного тяжа(подкоса) и принимается предварительно положение пластического шарнира на расстоянии h_1 от верха стенки; затем по таблицам Хансена строится эпюра давления грунта для участка стенки высотой h_1 вращающегося относительно точки крепления тяжа к стенке. Ордината эпюры активного давления у основания принимается по табличным данным для жестких стенок, смещающихся вперед, и соединяется прямой линией с верхней частью эпюры у пластического шарнира. Точки эпюры пассивного давления грунта также принимаются по табличным данным.

Положение пластического шарнира сразу установить трудно. Поэтому оно вначале выбирается приближенно, затем уточняется.

Для проверки правильности выбранного положения пластического шарнира на расстоянии h_1 при определенной глубине забивки шпунтовой стенки используются условия равенства нулю перерезывающих сил в пластическом шарнире, а также - равенства моментов всех сил, приложенных к стенке выше и ниже пластического шарнира.

Если эти условия не выполнены, то производится перерасчет стенки. Аналогичным образом рассчитываются стенки с большей глубиной забивки, в которых возникают (по высоте) два пластических шарнира.

В отличие от применявшихся ранее методов расчета Хансен вместо единого коэффициента запаса вводит систему коэффициентов, учитывающих погрешности в

оценке свойств грунтов, неточности в вычислениях внешних нагрузок и, наконец, колебания прочности материала стенки.

Несмотря на то что образование пластических шарниров в гибкой подпорной стенке до сих пор было исследовано лишь в лабораторных условиях, уже сам факт учета пластических шарниров в методике расчета заанкеренных (подкосных) шпунтовых стенок (с целью использования резервов несущей способности сооружений) имеет положительное значение. И в этом Хансену следует отдать должное. Вместе с тем по его теоретическим положениям можно сделать следующие замечания:

- положение пластического шарнира не увязывается с местом, в котором происходит скачок в эпюре давления грунта;

- нельзя предполагать, что в верхней части стенки давление грунта будет равно величине пассивного давления с учетом положительных сил трения грунта о стенку;

- при построении расчетной эпюры давления грунта на стенку предполагается, что положение равнодействующей перераспределенного давления грунта такое же, как и для первоначальной прямолинейной эпюры; однако остаются неясными условия определения величины h_1 .

Кроме того, по мнению Г. Чеботарева [11], метод Хансена не дает возможности определять распределение давлений по высоте подпорной стенки, а лишь увязывает величину и точку приложения равнодействующей этих давлений.

Таким образом, идея Б. Хансена относительно учета образования пластических шарниров при расчете гибких заанкеренных (подкосных) стенок является прогрессивной, однако ряд теоретических положений его метода нуждается в серьезной доработке и проверке практикой.

1.3.7. Исследования Г.А. Дубровы

С целью дальнейшего изучения работы шпунтовых заанкеренных (подкосных) стенок в 1957 г. под руководством Г. А. Дубровы были проведены лабораторные опыты, результаты которых легли в основу предложенного им метода расчета [12].

Эти опыты, как описывает Г. А. Дуброва [12], выполнялись в стальном ящике (большом лотке) длиной 200, шириной 100 и высотой 140 см. Опытный щит размером 160 X 100 см, представляющий собой модель гибкой заанкеренной стенки, состоял из трех вертикальных досок, связанных друг с другом верхней и нижней обвязками. С помощью стальных пластинок (и наклеенных на них тензодатчиков), прикрепленных к средней доске, определялось давление грунта засыпки, эпюра которого изображена на рис. 29а.

Основываясь на результатах лабораторных экспериментов, Дуброва предложил определять давление грунта на заанкеренную (подкосную) шпунтовую стенку не по теории Кулона, а по методу, учитывающему перераспределение давления, полученное эмпирическим путем.

Согласно расчетной схеме, приведенной на рис. 29б, перемещения стенки вызывают перераспределение давления грунта лишь в области между анкером и наибольшим смещением, расположенным примерно в точке О, т. е. по середине высоты стенки на участке от анкера(подкоса) до дна водоема h_{CB} . Дуброва считает, что в связи с обратным наклоном стенки (по сравнению с классическим методом) здесь происходит перераспределение давления грунта. Ниже точки О имеют место перемещения, характерные для классического метода, поэтому может быть принята обычная эпюра давления по Кулону. Переход от верхней эпюры, построенной с

учетом перераспределения давления, к нижней, по Кулону, осуществляется прямолинейным отрезком $O'C'$, причем точка C' должна находиться на расстоянии $\frac{2}{3}t$ от низа эпюры давления.

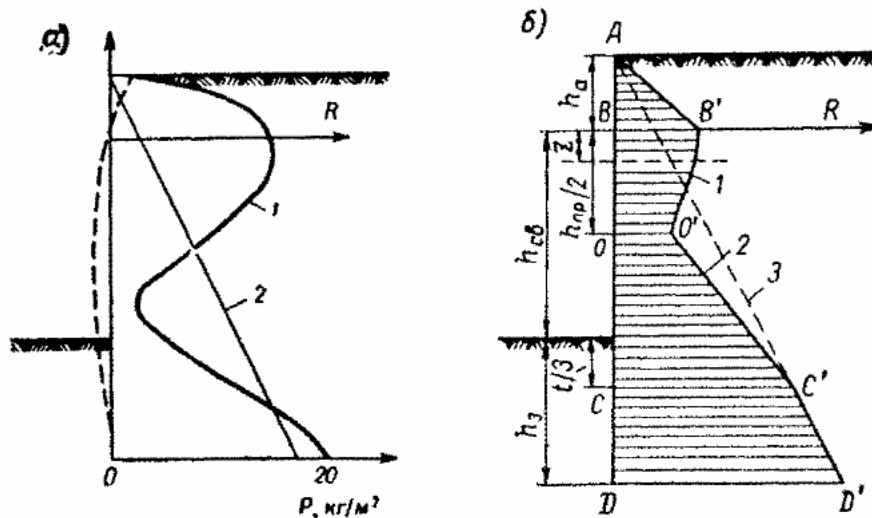


Рис. 29. Эпюры давления грунта на стенку по Г. Дуброве
 а — экспериментальная: 1 — давление по Дуброве; 2 — давление по Кулону;
 б — теоретическая: 1 — давление расчетное по Дуброве; 2 — давление расчетное, перераспределенное по Дуброве; 3 — давление по Кулону

Дуброва полагает, что при взаимодействии стенки с грунтом удлинение анкерного тяжа примерно равно максимальному прогибу стенки, составляющему $1/1000$ ее высоты. Применительно к натурной стенке при длине тяжа 20 м и расчетном напряжении 1700 кг/см^2 удлинение тяжа составляет 1,6 см. По данным Дубровы, это соответствует прогибу шпунтовой стенки высотой 15 м при полезной нагрузке 4 т/м^2 .

Дальнейший порядок расчета состоит в следующем. Принимается, что в результате удлинения анкерного тяжа и соответствующего смещения точки В образуется общий наклон стенки вперед; давление грунта подсчитывается по теории Кулона. Поэтому общая расчетная эпюра давления представляет собой сумму двух эпюр: криволинейной $p_{пер}$, отвечающей перераспределению давления, и «кулоновской» (рис. 29б). В связи с тем, что деформации от удлинения анкерного тяжа и прогиба шпунта практически одинаковы, расчетная эпюра давления грунта находится из полусуммы двух эпюр:

$$p = \frac{p_{пер} + p^k}{2} \quad (6)$$

или

$$p = \frac{(\gamma z + q_0) (\text{tg}^2 u + \lambda_a)}{2} - \frac{\gamma \rho' z^2 + q_0 \rho' z}{2h} \text{tg} u (1 + \text{tg}^2 u), \quad (7)$$

где p^k - давление грунта на стенку по Кулону;

z - расстояние до расчетного сечения;

λ_a - коэффициент активного давления грунта по Кулону, который принимается равным:

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right); \quad (8)$$

$$u = 45^\circ + \frac{\rho}{2} - \frac{\rho z}{h_a + \frac{h_{np}}{2}}; \quad \rho' = 0,0175\rho. \quad (9)$$

Задаваясь значениями z , получают соответствующие ординаты искомой эпюры давления грунта. Эюра изгибающих моментов в данном случае строится по Блюму -Ломейеру обычным путем.

В институте ГипроРечТранс в метод Дубровы внесены упрощения, направленные главным образом на сокращение вычислительных операций [12]. По своему характеру эпюра давления грунта, предложенная Дубровой, примерно такая же, как и у Оде [9].

По исследованиям Г. А. Дубровы необходимо сделать следующие основные замечания.

По экспериментальной части:

- а) конструкция модели гибкой заанкеренной стенки, судя по описанию автора [12], была несколько примитивной и в таком исполнении не могла отражать действительную картину взаимодействия грунта со стенкой;
- б) соотношение размеров лотка и модели стенки не соответствовало условиям плоской задачи;
- в) при моделировании не были соблюдены условия подобия натуре, не исследовались анкерные усилия;
- г) измерение напряжений в исследуемой системе производилось лишь по контактной поверхности стенки.

По теоретическим предложениям:

- а) в расчетной схеме поверхность стенки принята абсолютно гладкой, что не соответствует действительности, а лишь создает завышение расчетного давления грунта;
- б) во многих выражениях коэффициентов [12] сделаны произвольные допущения;
- в) в методе расчета не указано, как определять активное давление грунта на стенку при наличии равномерно распределенной нагрузки;
- г) факторы, влияющие на распределение давления грунта на стенку, освещены недостаточно;
- д) расчетные изгибающие моменты в среднем на 15— 25% завышены, а расчетные прогибы —на 50—80% занижены.

В заключение следует отметить, что упомянутая модель гибкой стенки не позволяла также выполнить ряд таких ответственных измерений, как например определение глубины защемления стенки в грунте, учет изменения по высоте пассивного давления грунта и т. п.

1.3.8. Исследования Б.Ф. Горюнова

В основу практических расчетов заанкеренных стенок Б. Ф. Горюнов положил метод предельных состояний [13].

Предельные состояния те же, что и установленные СНиПом:

- а) первое предельное состояние - по несущей способности (прочности) и устойчивости конструктивных элементов сооружений по расчетным нагрузкам с введением коэффициентов однородности материалов;
- б) второе предельное состояние - по деформациям;

в) третье предельное состояние: для железобетонных шпунтовых стенок - образование или раскрытие трещин, для металлических - потеря местной устойчивости.

Для решения задачи о расчете гибкой заанкеренной стенки по предельным состояниям принимается кинематическая система, образовавшаяся в результате возникновения в шпунте пластических шарниров (рис. 30а). Горюнов рассматривает случай (для удобства рассуждений место крепления анкера совмещено с верхом стенки), когда при достаточной, но минимальной глубине забивки стенки в предельном состоянии образуются два пластических шарнира.

Ввиду того, что углы поворота в пластических шарнирах значительно превосходят углы поворота по всей длине стенки, общая схема деформаций стенки рассматривается вне зависимости от ее гибкости. Благодаря этому упрощается вся задача, ибо стенка оказывается системой с тремя участками— АВ, ВС, CD, каждый из которых (за исключением CD — ввиду ничтожных смещений) вращается относительно соответствующего шарнира.

На основании вышеизложенного Б. Ф. Горюнов предлагает следующее построение эпюры давления грунта: на верхний участок стенки действует давление, близкое к пассивному, а на средний — активное давление. Но так как на верхнем участке АВ имеет место сводообразование, величина давления грунта на среднем участке уменьшается на величину заштрихованной части эпюры. На участке стенки CD, т. е. ниже дна, величина активного давления может быть принята без учета сводообразования.

После построения эпюры давления дальнейший расчет производится по Блюму - Ломейеру. Условие же равенства положительного и отрицательного моментов в данном случае имеет физический смысл: выравнивание моментов происходит в предельном состоянии.

Расчет металлической шпунтовой стенки по первому предельному состоянию Горюнов рекомендует производить с учетом перераспределения эпюры активного давления (согласно расчетной схеме на рис. 30б) и вводя условный пластический шарнир ниже анкерного крепления на предварительно заданном расстоянии Δ :

$$\Delta = (0,1 - 0,3) h_{CB}, \quad (10)$$

где h_{CB} — свободная высота стенки.

Эпюра активного давления в первом предельном состоянии строится по теории Кулона с определением ординат по формуле:

$$p_i = (q_0 + \gamma p') (\lambda_a - 2 \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)) [T/m^2], \quad (11)$$

где p' — ордината интенсивности давления грунта.

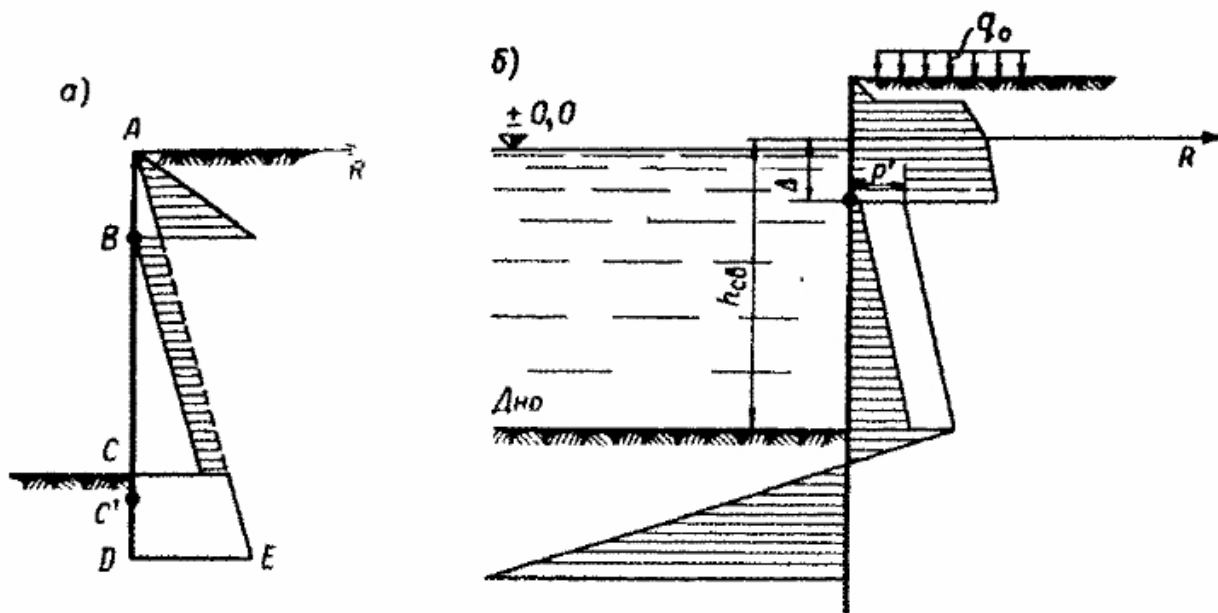


Рис. 30. Эпюры давления грунта на стенку по Б. Горюнову
а — схема образования пластических шарниров; б — расчетная схема

Если при первоначальном положении пластического шарнира максимальный изгибающий момент в пролете стенки отличается от изгибающего момента в месте пластического шарнира более чем на 10%, то, согласно данной методике, назначается новое положение шарнира — пока не наступит совпадение максимального момента с сечением предполагаемого образования шарнира.

Проверка сечения по несущей способности (прочности) производится по условию:

$$M^p \leq mkR^H W_n \text{ [т.м/м]}, \quad (12)$$

где M^p - расчетный изгибающий момент в стенке;

m - коэффициент, учитывающий условия работы стенки;

k - коэффициент однородности материала шпунта;

R^H - нормативное сопротивление стали;

W_n - предельный пластический момент сопротивления сечения, который при расчетах шпунтовых стенок рекомендуется принимать:

$$W_n \leq 1,2W \leq 0,5(W_n + W) \text{ [м}^3/\text{м]}, \quad (13)$$

где W — упругий момент сопротивления сечения.

При расчете железобетонных шпунтовых стенок Горюнов предлагает определять расчетные усилия в упругой стадии по Блюмеру-Ломейеру с введением поправочных коэффициентов, учитывающих перераспределение активного давления грунта, ибо в данном случае к моменту трещинообразования пластический шарнир возникнуть еще не может.

Рекомендуемая максимально допустимая величина прогиба принимается приблизительно 0,02 свободной высоты стенки.

Преимущество метода предельных состояний по сравнению с существующими методами в том, что он позволяет вскрыть резервы несущей способности и прочности сооружений.

1.3.9. Исследования Ф.М. Шихиева

Ф. М. Шихиев предложил так называемую кинематическую теорию давления грунта на гибкую заанкеренную стенку. Подобно Дуброве, Шихиев испытывал в грунтовом лотке деревянный щит из брусьев, вращая его вокруг нижнего и верхнего ребер.

Рассматривая заанкеренную стенку по схеме балки с шарнирными опорами, прогибающейся под давлением засыпки, Шихиев так же как и Оде, разбивает толщу грунта за стенкой на зоны с различными напряженными состояниями [14]. Зоны он делит воображаемыми плоскостями под углом, равным углу трения грунта о стенку. При этом измерения напряжений и перемещений производились только по контактной грани стенки; наличие сдвигов грунта внутри засыпки осталось невыясненным. Эюра распределения давления грунта по высоте стенки, полученная Шихиевым в результате лабораторных испытаний, приведена на рис. 31а.

Ф.М.Шихиев рекомендует определять границы зон предельного и неупругого давления грунта на стенку и коэффициентов бокового давления с помощью решения трехзонально комбинированной задачи, включающей ряд дифференциальных уравнений. Затем с помощью графоаналитического решения методом последовательных приближений вычислять ординаты эпюры бокового давления грунта.

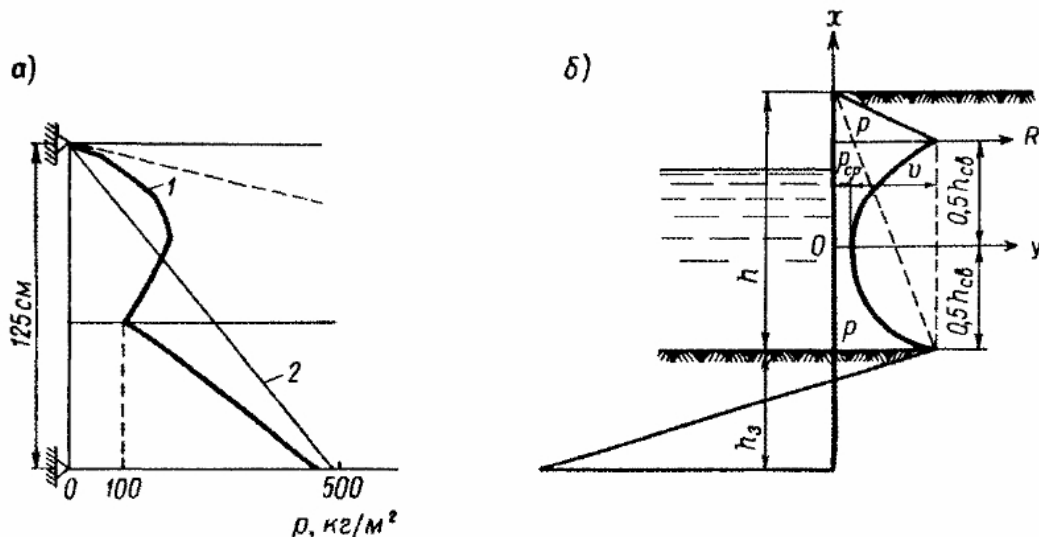


Рис. 31. Эпюры давления грунта на стенку
а — по Шихиеву (1) и Кулону (2); б — по Ю. Гончарову

Необходимо отметить чрезвычайную сложность решения трехзонально комбинированной задачи, а также большую трудоемкость графоаналитического решения методом последовательных приближений

Все это, конечно, сильно затрудняет использование предложенной Ф. М. Шихиевым кинематической теории давления грунта, которая в силу сказанного пока что не нашла широкого применения.

1.3.10. Исследования Ю.М. Гончарова

Ю. М. Гончаров предложил к методу Блюма — Ломейера поправки и дополнения [15], заключающиеся в распределении давления грунта в активной зоне не по закону треугольника (по Кулону), а по закону квадратной параболы. Согласно расчетной

схеме (рис. 31б), ординаты активного давления на уровне анкера и дна образуют одинаково выступающие острые вершины эпюры, между которыми в области параболической впадины давление резко снижается. Ордината p определяется по формуле:

$$p = h^{np} \gamma \lambda_a, \quad (14)$$

Где h^{np} - приведенная высота грунта, включающая вес вышележащих слоев и временную нагрузку. Общее выражение для j -го слоя имеет вид:

$$h_j^{np} = h_j + \left(h_{j-1} + \frac{q_0}{\gamma_{j-1}} \right) \frac{\gamma_{j-1}}{\gamma_j}, \quad (15)$$

где h_j — высота слоя с объемным весом, относительно которого находится приведенная высота вышележащих слоев;

h_{j-1} — высота вышележащего слоя грунта.

Ординаты эпюры активного давления грунта на стенку между анкером и дном водоема определяются по выражению:

$$p = 4\chi v + p_{cp}, \quad (16)$$

где χ — коэффициент, зависящий от свободной высоты стенки и функции x ;

p_{cp} — интенсивность активного давления грунта в средней части между анкером и дном водоема.

Эюра пассивного давления определяется по Блюму-Ломейеру. Свои рекомендации по видоизменению эпюры активного давления Гончаров обосновывает результатами полунатурных опытов [15]. Однако сравнение результатов расчета активного давления по Гончарову с результатами, полученными по другим методам, показывает, что в целом параболическая эпюра дает весьма низкие величины активного давления грунта.

Следует заметить, что отрицая в данном случае теорию Кулона и противопоставляя ей закон изменения активного давления грунта по квадратной параболе, Гончаров при определении ординат параболической эпюры все же пользуется зависимостями Кулона, что, естественно, нарушает стройность сделанного им предложения.

1.3.11. Исследования Т.А. Малиновой

Пользуясь методами теории упругости, Т. А. Маликова предложила методику расчета подпорной стенки как полосы, нагруженной на четверти упругой плоскости, приняв за основу известный метод расчета балок на упругой полуплоскости Б. Н. Жемочкина [16]. Впоследствии ее дополнил В. Ф. Раук.

Сущность этой методики заключается в том, что от расчета полосы на упругом основании переходят к расчету полосы на упругих опорах, число которых принимается в зависимости от желаемой точности расчета. Например, при расчете транспортных и пешеходных тоннелей достаточная точность достигается уже при пяти опорах; для расчета шпунтовой стенки глубоководного причала (при высоте стенки 20 м), по-видимому, понадобятся 15—20 опор.

Для применения метода Жемочкина к расчету полосы, лежащей на упругом основании в виде четверти упругой плоскости, надо определить зависимость между равномерно распределенной нагрузкой, нормально приложенной к данному участку границы, и перемещениями точек границ. Такую зависимость Маликова получила, определив прежде зависимость между перемещениями границ четверти плоскости и сосредоточенной силой, нормально приложенной к одной из ее границ.

По методике расчета Т. А. Маликовой (рис. 32) для получения перемещений границ четверти упругой плоскости от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q_0 , нормально приложенной к одной из этих границ, достаточно проинтегрировать выражения для перемещений границ четверти плоскости от единичной внешней силы в пределах нагрузки и умножить на интенсивность равномерно распределенной нагрузки q_0 .

Определив перемещения границ четверти упругой плоскости, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, переходят к расчету давлений.

Определение перемещений и величин давления на сооружения по методике Маликовой сопровождается, как известно, большим числом таблиц и формул [16], вследствие чего такой путь расчета неизбежно становится громоздким и трудоемким. Применительно к расчету ограждающих конструкций, объем вычислительных операций (в связи с усложнением расчетной схемы) возрастает еще больше. Эпюра давлений грунта в этом случае по характеру близка к кулоновской, с имеющим место отклонением ординат от вычисленных по Кулону в среднем до $\pm (20—30\%)$.

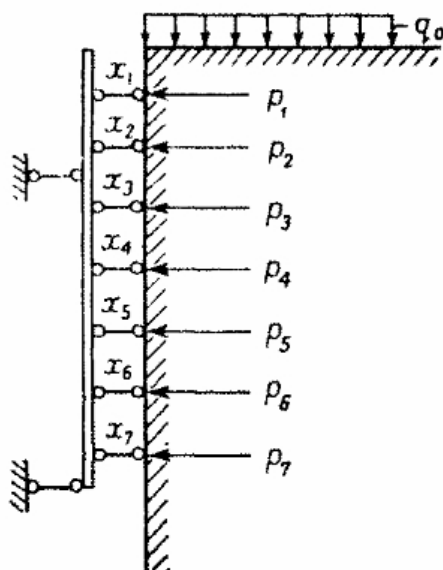


Рис. 32. Расчетная схема по Т. А. Маликовой

Собственно, производить сравнение результатов решения Т. А. Маликовой, опирающегося на положения теории упругости, с результатами, полученными по теории Кулона, рассматривающей предельное состояние грунта, нецелесообразно.

Поскольку решение Маликовой относится к допредельному состоянию грунта, использовать его можно только для весьма жестких железобетонных шпунтовых стенок и других типов аналогичных ограждений, деформации которых настолько малы, что в грунтовой среде засыпки еще сохраняется линейная зависимость между перемещениями и напряжениями.

1.3.12. Исследования В.В. Соколовского

Для наиболее часто встречающегося случая, когда собственный вес грунта является единственной объемной силой, предельное равновесие грунтов, обладающих внутренним трением и сцеплением, применительно к условиям плоской задачи характеризуется следующими уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= \gamma; \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0; \\ \frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}{(\sigma_x + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \rho)^2} &= \sin^2 \rho, \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

σ_x, σ_y и τ_{xy} - компоненты напряжения;

τ - касательная составляющая напряжения, действующего по поверхности скольжения;

σ_n - нормальная составляющая напряжения, действующего по поверхности скольжения;

c - коэффициент сцепления.

Первые два уравнения являются дифференциальными уравнениями равновесия по условиям статики, а третье уравнение системы - известное условие предельного равновесия $\tau = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \rho + c$, выраженное в составляющих напряжений, параллельных координатным осям. Схемы распределения напряжений представлены на рис. 33.

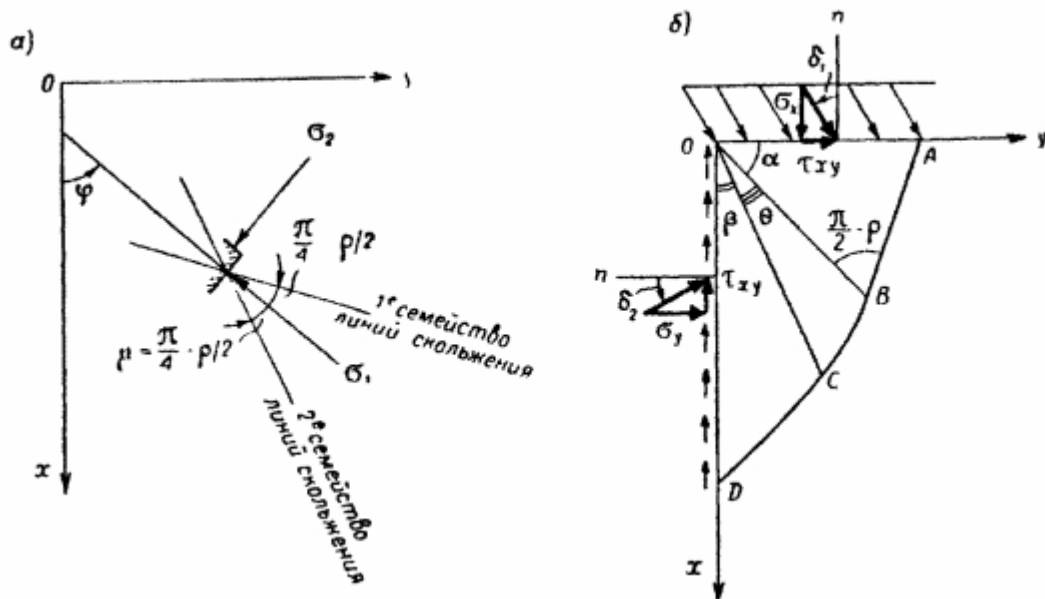


Рис. 33. Схема распределения напряжений
а-для зоны плоского предельного равновесия в общем случае; б — для шпунтовой
стенки с засыпкой

Как показал В. В. Соколовский [17], уравнения (17) можно преобразовать путем введения двух новых неизвестных φ и σ , через которые компоненты напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} выражаются следующими формулами:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma (1 + \sin \rho \cos 2\varphi) - c \operatorname{ctg} \rho; \\ \sigma_y &= \sigma (1 - \sin \rho \cos 2\varphi) - c \operatorname{ctg} \rho; \\ \tau_{xy} &= \sigma \sin \rho \sin 2\varphi; \\ \sigma &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2 \sin \rho}, \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

где φ — угол, составленный большим главным напряжением в данной точке σ_1 с осью ox ;

σ — характеристика напряженного состояния грунта;

σ_1 и σ_2 — соответственно максимальное и минимальное главные напряжения (см. рис. 33, а).

После подстановки выражений для σ_x , σ_y и τ_{xy} в первые два из уравнений (17) получается основная система уравнений предельного равновесия:

$$\left. \begin{aligned} (1 + \sin \rho \cos 2\varphi) \frac{\partial \sigma}{\partial x} + \sin \rho \sin 2\varphi \frac{\partial \sigma}{\partial y} - \\ - 2\sigma \sin \rho \left(\sin 2\varphi \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \cos 2\varphi \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) = \gamma; \\ \sin \rho \sin 2\varphi \frac{\partial \sigma}{\partial x} + (1 - \sin \rho \cos 2\varphi) \frac{\partial \sigma}{\partial y} + \\ + 2\sigma \sin \rho \left(\cos 2\varphi \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \sin 2\varphi \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) = 0. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

После преобразований и введения новых переменных ξ и η система приводится к следующему виду:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \operatorname{tg}(\varphi + \mu) \frac{\partial \xi}{\partial y} = a; \\ \frac{\partial \eta}{\partial x} + \operatorname{tg}(\varphi - \mu) \frac{\partial \eta}{\partial y} = b, \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

где a и b — безразмерные величины.

Коэффициенты ξ и η , характеризующие напряженное состояние грунта засыпки, определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \rho \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} + \varphi; \\ \eta &= \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \rho \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} - \varphi; \\ \sigma &= \sigma_0 e^{(\xi + \eta) \operatorname{tg} \rho}; \\ \varphi &= \frac{\xi - \eta}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

где σ_0 — Произвольная постоянная, которая может быть принята равной 1 кг/см², 1 т/м² и т. д.;

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{-\gamma \sin(\varphi - \mu)}{2\sigma \sin \rho \cos(\varphi + \mu)}; \\ b &= \frac{\gamma \sin(\varphi + \mu)}{2\sigma \sin \rho \cos(\varphi - \mu)}; \\ \mu &= \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Из известных в теории дифференциальных уравнений положений следует, что уравнения (20) имеют два различных семейства характеристик, в данном случае совпадающих с линиями скольжения и выражаемых следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \text{первое семейство} \quad \frac{dy}{dx} &= \operatorname{tg}(\varphi + \mu); \quad \frac{d\xi}{dx} = a; \\ \text{второе семейство} \quad \frac{dy}{dx} &= \operatorname{tg}(\varphi - \mu); \quad \frac{d\eta}{dx} = b. \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

В. В. Соколовский разработал метод численного интегрирования этих уравнений, который заключается в том, что нахождение функций, определяющих напряженное состояние и форму линий скольжения путем интегрирования системы вышеупомянутых уравнений (23), заменяется последовательным приближенным вычислением значений этих функций в точках пересечения линий скольжения различных семейств, проведенных достаточно близко друг от друга.

В дальнейшем, после приведения уравнений характеристик к каноническому виду (сетка характеристик принимается за криволинейную систему координат в плоскости xy), они приобретают весьма удобную форму:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial \beta} &= \operatorname{tg}(\varphi + \mu) \frac{\partial x}{\partial \beta}; \\ \frac{\partial y}{\partial \alpha} &= \operatorname{tg}(\varphi - \mu) \frac{\partial x}{\partial \alpha}; \\ \frac{\partial \xi}{\partial \beta} &= a \frac{\partial x}{\partial \beta}; \\ \frac{\partial \eta}{\partial \alpha} &= b \frac{\partial x}{\partial \alpha}, \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Где α и β — центральные углы зон напряженного состояния грунта засыпки (см. рис. 33,б).

После замены частных производных в (24) разностными отношениями получаются рекуррентные формулы для определения ξ, η, x, y с любой точностью:

$$\left. \begin{aligned} x_{k,l} &= \frac{y_{k-1,l} - y_{k,l-1} \operatorname{tg}(\varphi_{k,l-1} + \mu) - x_{k-1,l} \operatorname{tg}(\varphi_{k-1,l} - \mu)}{\operatorname{tg}(\varphi_{k,l-1} + \mu) - \operatorname{tg}(\varphi_{k-1,l} - \mu)}; \\ y_{k,l} &= y_{k-1,l} + (x_{k,l} - x_{k-1,l}) \operatorname{tg}(\varphi_{k-1,l} - \mu); \\ \xi_{k,l} &= \xi_{k,l-1} + a_{k,l-1}(x_{k,l} - x_{k,l-1}); \\ \eta_{k,l} &= \eta_{k-1,l} + b_{k-1,l}(x_{k,l} - x_{k-1,l}), \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

где k — индекс вертикальных граф;

l — индекс горизонтальных граф.

Каждую точку, в которой должны быть определены x , y , ξ , η , а и b , удобно обозначать двойным индексом k, l [18]. Такая точка расположена на пересечении линии скольжения первого семейства, проведенной через точку с индексом $k, 1-x$ с линией скольжения второго семейства, проведенной через точку $k-1, l$.

Таким образом, задача сводится к построению сетки линий скольжения и определению напряжений в ее узлах с помощью рекуррентных формул (25).

На рис. 34 показано графическое отображение метода В.В. Соколовского.

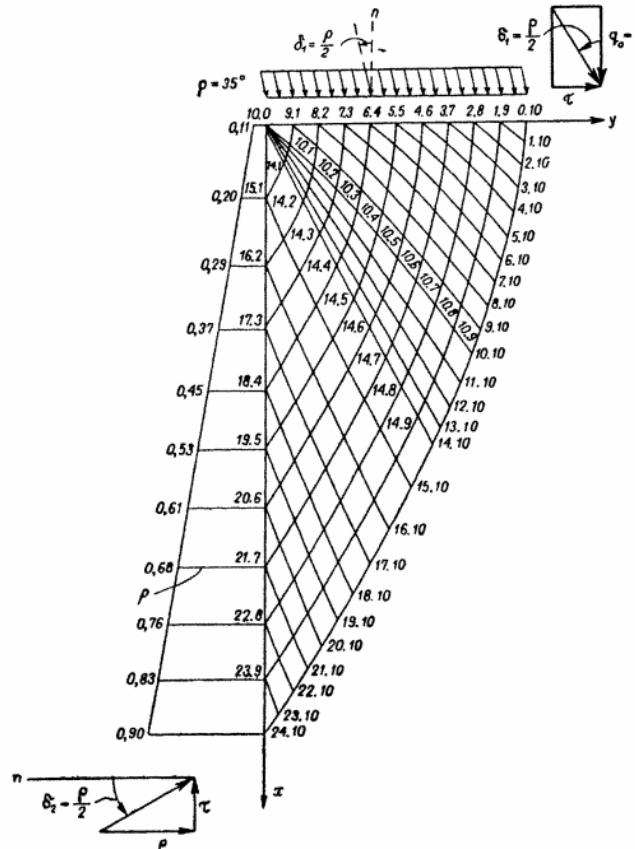


Рис. 34. Метод В.В. Соколовского. Сетка линий скольжений для угла внутреннего трения 35°

Метод, предложенный В.В. Соколовским, произвел революцию в расчетах давления грунта. Результаты, полученные по формулам В.В. Соколовского, подтверждены экспериментальными исследованиями В.Н. Ренгача [19]. Сложность в методе заключается в большом количестве вычислений, и даже в те времена вычисления производились с помощью ЭВМ.

1.3.13. Метод конечных элементов

Ограждения котлованов воспринимают горизонтальное давление грунта и подземных вод, а также могут воспринимать вертикальные и моментные нагрузки как на стадии возведения, так и на стадии эксплуатации зданий. Необходимость передачи на ограждение котлована вертикальных нагрузок определяется конструктивной схемой здания, размерами котлована и технологией возведения подземной части. Статический расчет ограждений котлованов обычно выполняется раздельно на действие горизонтальных и вертикальных нагрузок[20].

Статический расчет на действие горизонтальных нагрузок предполагает в большинстве случаев использование двумерных расчетных схем по вертикальным сечениям, ортогональным плоскости стены, что связано с наличием в ограждениях вертикальных стыков, представляющих собой с расчетной точки зрения цилиндрические шарниры и препятствующих восприятию моментных усилий в горизонтальном направлении. Существующие классические способы расчета гибких подпорных конструкций неприменимы для котлованов указанных глубин, так как не способны учесть влияние деформаций ограждения на величины давления грунта, геометрическую нелинейность задачи, связанную с последовательностью работ по экскавации и креплению ограждения, податливость анкерных и распорных конструкций, а также другие факторы. Наибольшее распространение при проектировании глубоких котлованов в настоящее время получили численные методы расчета, в которых рассматривается контактная задача взаимодействия гибкой подпорной конструкции с упруго-пластическим основанием, описываемым переменным коэффициентом постели. Для решения задачи итерационно решается классическое уравнение балки на упругом основании, в котором значения коэффициентов постели и свободного члена давления корректируются на каждом шаге итерации. У нас в стране широко используются отечественные программы, такие как WAIL-3, PILEWALL, GEOWALL а за рубежом — их аналоги ReWaRD, BMWALL, DEEP, основанные на решении указанной контактной задачи. В результате решения контактной задачи для каждого этапа экскавации котлована возможно получить эпюры внутренних усилий в ограждающей конструкции, эпюру ее горизонтальных перемещений и величины реакций в распорных и подкосных элементах или анкерах.

Другим, более универсальным, подходом к статическому расчету ограждений котлованов является использование метода конечных элементов (МКЭ). при котором выполняется анализ взаимодействия конструкции и грунтового массива в целом. Такие расчеты осуществляются, как правило, специализированными научными и консалтинговыми организациями, а также ВУЗами, так как этот подход требует использования адекватных моделей, описывающих нелинейное поведение грунтов и скальных пород. В настоящее время для расчета ограждений котлованов успешно применяются зарубежные специализированные геотехнические программные комплексы МКЭ - PLAXIS, GEOSLOPE, FLAG, Z-Soil, FEM-models, универсальный комплекс ANSYS. Расчет, выполненный методом конечных элементов, позволяет получить прогноз изменений напряженно-деформированного состояния не только конструкции ограждения котлована, но и примыкающего грунтового массива. Такой подход более универсален, так как дает дополнительную возможность оценить влияние устройства котлована на деформации существующих зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства, что особенно важно при оценке последствий возведения высотных зданий.

Основные идеи метода конечных элементов были заложены Р.Курантом еще в 50-е годы. Конечно же. с тех пор МКЭ существенно изменился, получил солидное

теоретическое обоснование и развитие, о чем свидетельствуют многочисленные, не поддающиеся учету публикации. Более того, одновременно с самим методом, развивались и средства вычислений, а также средства разработки программного обеспечения, без которых невозможна реализация МКЭ. Это привело к тому, что возможности программных комплексов, реализующих метод конечных элементов на современных компьютерах, кажутся, на первый взгляд, поистине неисчерпаемы. В настоящее время МКЭ используется практически во всех инженерных расчетах на прочность, жесткость и устойчивость в самых различных областях техники. Причин такого положения несколько.

Во-первых, для МКЭ характерна четкая, физически наглядная механическая интерпретация основных идей, многие из которых в том или ином виде ранее использовались в инженерных расчетах. Его можно рассматривать как известное обобщение классических методов строительной механики, хорошо знакомых специалистам, работающим в области прочности конструкций.

Во-вторых. МКЭ по своей математической сущности совпадает с широко известными вариационными методами решения задач механики деформируемых тел и его можно интерпретировать как своеобразную разновидность вариационно-разностных методов. Это создало основу для строгого математического обоснования МКЭ и решения таких принципиальных вопросов, как сходимости и точность.

В-третьих, снят имеющийся еще недавно технический и психологический барьер, обусловленный ограниченными возможностями средств вычислений. В большинстве случаев инженера уже не смущает размерность решаемых задач, более того иногда он об этом и не задумывается. Расчетные схемы сооружений внешне все больше приобретают черты реального объекта, ясно, что за счет все большей их детализации, увеличения числа разбиений, совмещения в одной схеме конечных элементов различных типов.

Говоря о проектировании ограждений глубоких котлованов высотных зданий, следует также обратить внимание на необходимость выполнения ряда специфических расчетов, относящихся непосредственно к грунтовым основаниям. К таким расчетам, в первую очередь, относится анализ общей устойчивости грунтового массива, включающего ограждающую конструкцию, а также оценка развития деформаций и внутренних усилий в конструкциях ограждения глубокого котлована с учетом последовательности выемки грунта из котлована. Расчет общей устойчивости необходим для проверки достаточности глубины заделки стены в основание, а также надежности способов крепления ограждающей конструкции.

Проверка общей устойчивости может быть выполнена с помощью классических методов теории предельного равновесия, дающих возможность поиска положения наиболее опасной поверхности скольжения и величины коэффициента устойчивости. Аналогичную возможность предоставляют вышеупомянутые геотехнические комплексы МКЭ, использующие для решения задач устойчивости процедуру пропорционального снижения прочностных характеристик инженерно-геологических элементов. Также современные программные комплексы позволяют учесть поэтапную выемку грунта из котлована с анализом развития деформаций и внутренних усилий в конструкциях ограждения глубокого котлована.

Помимо этого, должен быть выполнен расчет фильтрационной устойчивости основания в случае использования ограждения котлована, являющегося несовершенной противофильтрационной завесой, и несущей способности грунтовых анкеров при их устройстве для крепления подпорной конструкции.

При проектировании «стен в грунте» траншейного типа дополнительно необходимо выполнять расчет устойчивости стен траншеи, заполненной

тиксотропным раствором, на стадии устройства ограждения котлована. Такой расчет может быть выполнен с применением методов теории предельного равновесия, предполагающих некоторые инженерные допущения, или методом конечных элементов с использованием пространственных расчетных схем.

С математической точки зрения метод конечных элементов при решении нелинейных геотехнических задач изложен в трудах С.Ф. Клованича[32-41].

В современных зарубежных расчетных геотехнических комплексах заложены различные модели работы грунтового массива – Кулона-Мора, Друкера- Прагера и т.д. Также присутствует и линейная модель работы грунтового массива. При этом в РФ самыми распространенными остаются расчетные МКЭ комплексы, в которых заложены расчеты без учета физической нелинейности. При этом оценки возможности применения линейного расчета в решении геотехнических задач никем не проводилась.

1.4. Выводы по главе. Постановка задачи исследования

Подавляющее большинство подземных и заглубленных городских объектов гражданского назначения компактных в плане, а также линейных сооружений малых глубин заложения устраивается открытым или полузакрытым способом в котлованах. При этом ежегодный объем таких объектов подземного строительства в России и за рубежом неуклонно растет, возрастает и масштаб реализуемых объектов строительства. Современная тенденция роста габаритов строящихся подземных и заглубленных сооружений, устраиваемых в котлованах, позволяет сделать вывод о том, что при большом увеличении в среднем количества подземных этажей и глубины заложения, эти показатели за последние годы стремятся побить свои рекорды. Технические возможности для роста глубины проектируемых котлованов и увеличения количества подземных этажей в настоящее время, безусловно, существуют. Однако эти показатели сдерживаются такими факторами как: экономическая целесообразность, комфортность пребывания в подземных помещениях, влияние на окружающую застройку и гидрогеологические условия.

Также большую роль играет ответственность такого рода сооружений, так как при стремлении уйти как можно глубже при сооружении котлованов участились и аварийные случаи. К примеру: на Ленинградском шоссе вл. 39, в Москве в 2007 г. грунтовые воды прорвались сквозь некачественно забетонированную стену в грунте, при разработке грунта в котловане, методом сверху вниз под защитой перекрытия; в 2007 прорвало грунтовыми водами стену в грунте при устройстве котлована в Дубае; в мае 2007 года обрушился фрагмент борта котлована на Рублевском шоссе, вл. 111, в Москве. При этом аварии на таких сооружениях могут не только надолго затянуть сроки строительства и увеличить общую стоимость строительства, но самое главное могут повлечь за собой человеческие жертвы.

При этом аварийные случаи при сооружении глубоких котлованов возникают не только из-за неграмотного производства строительно-монтажных работ, но и проектировании такого рода сооружений.

Таким образом, расчет различных конструктивных решений стен глубоких котлованов требует огромной ответственности.

При этом в нашей стране в практике проектирования подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов, в частности, весьма распространенных стенок из металлического и железобетонного шпунта, до настоящего времени широко используются методы определения распора и отпора грунта, базирующиеся на классической теории давлениях. При этом сами стенки рассматриваются как вертикальные балки, находящиеся под воздействием активного и пассивного давления грунта, определяемого по Кулону (методы Э. Якоби, Блюма — Ломейера и

др.). Однако получаемые при этом коэффициенты запаса оказываются значительно завышенными, а конструктивные решения неэкономичными.

Уточнение существующих методов расчета заанкеренных стенок и стенок с подкосной и распорной системой в части определения бокового давления грунта и продольных усилий в анкерах и подкосно-распорных системах представляет собой весьма сложную задачу [2].

Такие, например, вопросы, как точный учет активного давления грунта, оптимальная глубина погружения шпунта, форма упругой линии, перераспределение давления грунта по высоте стенки, условия «заделки» шпунта, взаимодействие стенки с грунтом засыпки в условиях допредельного и предельного состояний и другие, до настоящего времени остались не выясненными, а существующие теории и научные предположения, основанные в большинстве случаев на лабораторных опытах, к сожалению еще недостаточно отражают действительную работу конструкций [3].

Вопросы исследования давления грунта на подпорные стенки и выявления особенностей их работы отражены в трудах многих известных авторов[4-19].

В современной ситуации при наличии огромного числа программно-вычислительных комплексов, основанных на методе конечных элементов и расчета конструкций как без учета, так и с учетом физической нелинейности, ситуация в части расчета подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов по классическим методам расчета становится недопустимой.

Также стоит отметить, что современные программные комплексы позволяют оценить развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована.

Анализ имеющихся статей и публикаций[20-31,68-74] современников по этой теме также показывает, что результатов по исследованию различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов не достаточно. При этом скудно изучен вопрос расчета, как без учета, так и с учетом физической нелинейности, данных задач при использовании ПК с применением метода конечных элементов.

Из изложенного материала вытекают следующие задачи настоящей работы:

1. Создание конечно-элементных моделей и расчет совместной работы грунта и различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована без учета физической нелинейности. Инструментом для реализации поставленной задачи служит BK SCAD;
2. Моделирование и расчет совместной работы грунта и шпунтового ограждения с подкосным креплением с учетом физической нелинейности. Инструментом для реализации поставленной задачи служит ПК PLAXIS;
3. Проверка адекватности моделей и результатов расчетов без учета и с учетом физической нелинейности по классическому методу расчета подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов;
4. Оценка возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений;
5. Оценка развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции крепления стен глубокого котлована поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована.
6. Экономическая оценка применения различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована, а также формирование рекомендаций по использованию различных методов крепления в конкретных ситуациях.

2. Расчет различных креплений ограждения котлована методом конечно-элементного анализа без учета физической нелинейности

В качестве инструмента для реализации линейного расчета различных конечно-элементных моделей крепления стен глубокого котлована выбран вычислительный комплекс SCAD office 11.3 [58].

В состав комплекса входят универсальная программа конечно-элементного анализа SCAD, а также ряд функционально независимых проектно-расчетных и вспомогательных программ.

В качестве расчетного комплекса, используемого при реализации расчета без учета физической нелинейности, выбран BK SCAD, из-за его доступности, широты распространения, соответствия СНиП и ГОСТ. Так же BK SCAD, разработанный на Украине в Киевской фирме SCAD Soft, внедрен, и широко используется в учебном процессе.

2.1. Создание модели глубокого котлована в BK SCAD

2.1.1. Общие сведения об участке строительства

Расположение и геометрические параметры исследуемого котлована взяты согласно расчетной оценки параметров ограждения котлована на участке строительства жилых домов по адресу: Большая Охта, кв. 25, участки С-1 и С-2[42].

Здание на участке С-1 представляет собой жилое четырехсекционное здание в железобетонном каркасе, 7-13-этажное, высотой до 39,2 м, со встроенной подземной автостоянкой. Размеры в плане между осями А-Я - 53,5 м, между осями 1-26 - 41,42 м.

Здание проектируется на вдавливаемых железобетонных сваях сечением 40х40 см длиной 25 м. Абс. отм. нижнего конца свай - минус 23,95 м, головы свай — плюс 1,05 л. Сваи опираются на слой моренных пластичных супесей. Расчетная нагрузка на сваю принята равной 100 т.

Здание С-2 проектируется в железобетонном каркасе, имеет размеры в плане: между осями 1-56 - 101.02 м, между осями А-ММ - 52 м. Здание 8-13-этажное. Высота до 44,25 м. Здание проектируется на вдавливаемых железобетонных сваях сечением 40х40 см длиной 29, 30 м. Абс. отм. нижнего конца свай - минус 25,2 м, головы свай - плюс 4,8 м. Сваи опираются на слой моренных пластичных супесей. Расчетная нагрузка на сваю принята равной 100 т.

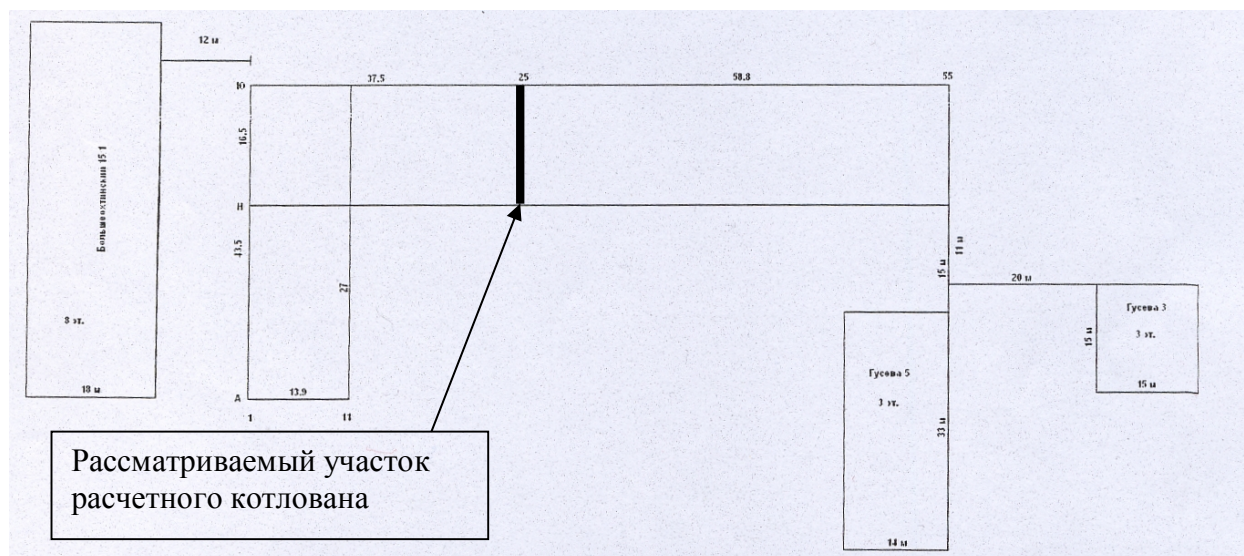


Рис. 35. Размеры здания С-1 в плане, расположение примыкающих зданий

В зоне влияния вскрытия котлована на участке С-1 находятся следующие здания:

- Дом №15 корпус 1 по Большеохтинскому пр.
- Дом №3 по ул. Гусева.
- Дом №5 по ул. Гусева.

В зоне влияния вскрытия котлована на участке С-2 находятся следующие здания:

- Дом №17 по Большеохтинскому пр.
- Дом №19 по Большеохтинскому пр.
- Дом №5/Б по ул. Панфилова.

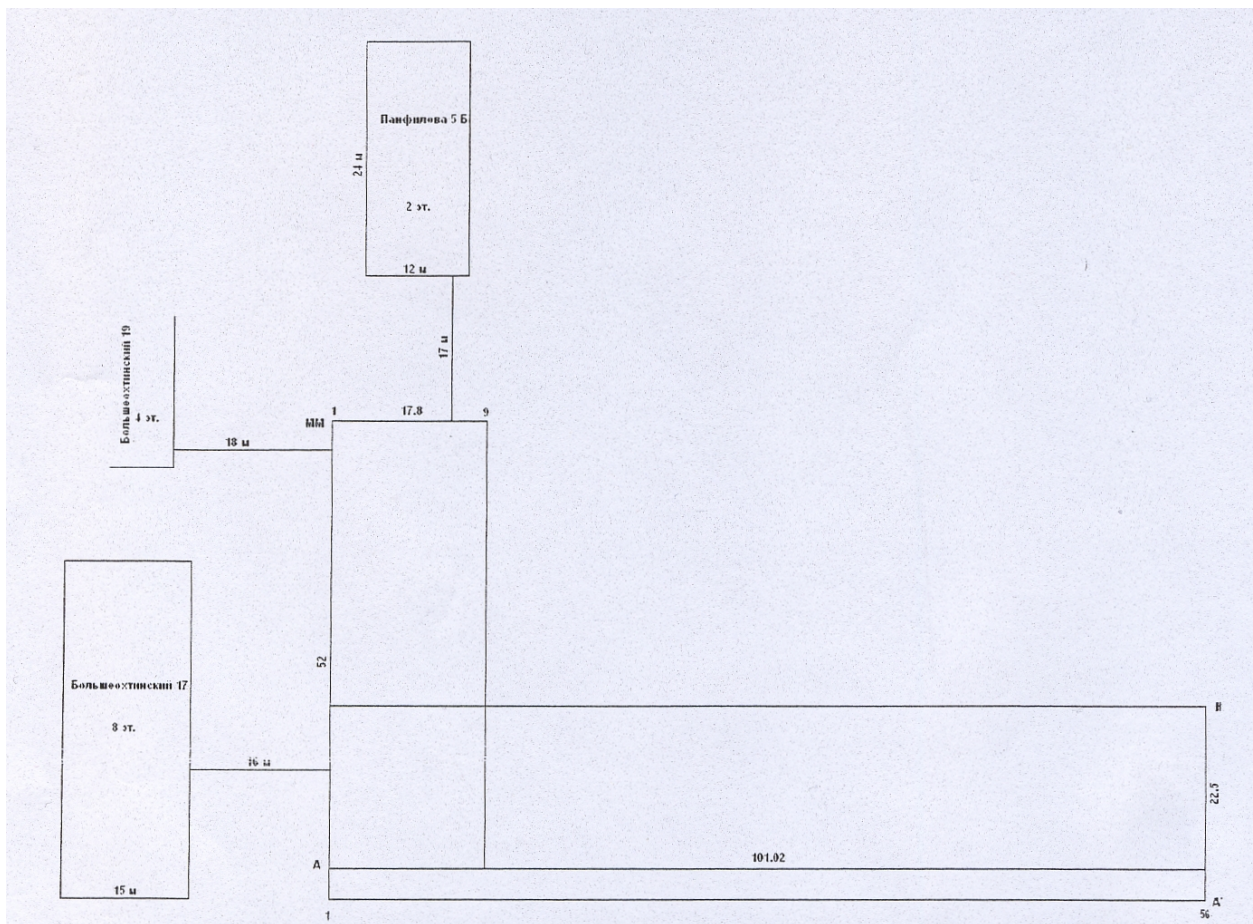


Рис. 36. Размеры здания С-2 в плане, расположение примыкающих зданий

На рис. 35, 36 показаны здания, которые могут вызывать дополнительное давление на ограждение котлована. В зону риска на участке С-2 входят также д.д. №6 и №7 по ул. Малыгина и д. №7/Б по ул. Панфилова. Для этих зданий минимальное расстояние от ограждения составляет 24 м (д. №6 по ул. Малыгина), принципиального значения на выбор параметров ограждения котлована нагрузки от этих зданий оказывать не будут.

Имеется следующая информация по техническому состоянию существующих зданий, находящихся в зоне влияния строительства зданий на участке С-1.

Обследование д. №15 корпус 1 по Большеохтинскому пр. выполнялось ЗАО «Строй-Эксперт» в 2005 г [43]. Здание жилое 8-этажное постройки 1979 г. Высота здания - 24 м. Размеры здания в плане около 56x12 м. Конструктивная схема - с несущими стенами из кирпича. В здании имеется подвал. Фундаменты здания сборные железобетонные. При обследовании был вскрыт один шурф у продольной стены дворового фасада. Фундамент ленточный из сборного железобетона, глубина заложения фундамента - 2,082 м. В основании фундамента вскрыта супесь. Ближайшее расстояние от здания до корпуса С-1 по масштабу генплана - 12 м.

В соответствии с ТСН 50-302-2004 здание по состоянию конструкций отнесено ко II категории технического состояния. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки - 3 см, дополнительного перекаса - 0,0015 и дополнительного крена - 0,002. Согласно ВСН 490-87 и ТСН 50-302-2004 для зданий, отнесенных по техническому состоянию конструкций ко II категории, допустимое ускорение колебаний фундамента при выполнении строительных работ не должно превышать $0,2 \text{ м/с}^2$.

Обследование д. 3 по ул. Гусева выполнялось ЗАО «Строй-Эксперт» в 2005 г[44]. Здание жилое 3-этажное постройки 1950 г. Высота здания - 10.5 м. Размеры здания в плане 14.8x14.8 м. Конструктивная схема - с несущими стенами из кирпича. В здании имеется подвал. Фундаменты здания бутовые ленточные. При обследовании был вскрыт один шурф у торцевой стены. Фундамент ленточный бутовый из рваного постелистого известняка, глубина заложения фундамента - 1,336 м. В основании фундамента вскрыта супесь. Ближайшее расстояние от здания до корпуса С-1 по масштабу генплана - 23 м.

В соответствии с ТСН 50-302-2004 здание по состоянию конструкций отнесено ко III категории технического состояния. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки - 2 см, дополнительного перекоса - 0,001 и дополнительного крена - 0,002. Согласно ВСН 490-87 и ТСН 50-302-2004 для зданий, отнесенных по техническому состоянию конструкций ко III категории, допустимое ускорение колебаний фундамента при выполнении строительных работ не должно превышать $0,15 \text{ м/с}^2$.

Обследование д. 5 по ул. Гусева выполнялось ООО «Жилкомэксперт» в 2007 г[45]. Здание жилое 2-3-этажное постройки 1948 г. Размеры здания в плане около 14x33 м. Конструктивная схема - с несущими стенами из кирпича. В здании имеется подвал. Фундаменты здания бутовые ленточные. Обследования фундаментов не выполнялось. Ближайшее расстояние от здания до корпуса С-1 по масштабу генплана - 15 м.

В соответствии с ТСН 50-302-2004 здание по состоянию конструкций следует отнести к III категории технического состояния. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки - 2 см, дополнительного перекоса - 0,001 и дополнительного крена - 0,002. Согласно ВСН 490-87 и ТСН 50-302-2004 для зданий, отнесенных по техническому состоянию конструкций ко III категории, допустимое ускорение колебаний фундамента при выполнении строительных работ не должно превышать $0,15 \text{ м/с}^2$.

При оценке параметров ограждения будем ориентироваться на наихудшую категорию технического состояния зданий - третью - с предельно допустимой дополнительной осадкой 2 см.

Здания в плане представляют собой г-образную форму. Рассматриваемый в работе участок котлована находится на участке С-1 между осями Н-Ю, строящегося здания.

2.1.2. Геологические условия расчетного котлована

Инженерно-геологические условия площадки строительства здания на участке С-1 определены на основании материалов изысканий треста «ГРИИ», выполненных в 2005 г[46].

Рассматриваемый участок строительства расположен в Красногвардейском районе, в кв. 25 Большой Охты. В геоморфологическом отношении территория входит в состав Приневской равнины. Рельеф поверхности на участке выдержан (абс. отм. 5.70-6.90 м БС).

В геологическом строении участка до глубины 51 м принимают участие современные морские и озерные (1т IV) отложения, верхнечетвертичные озерно-ледниковые (1д III) и ледниковые (д III) отложения, среднечетвертичные озерно-ледниковые (1д II) и флювиогляциальные отложения (д II), вендские отложения котлинского горизонта (V к!), перекрытые с поверхности насыпными грунтами (т IV). Техногенные отложения представлены насыпными грунтами - песками супесями, суглинками с примесью органических веществ, гнездами заторфованности,

включениями строительного мусора. Мощность техногенных отложений составляет 0,6...2,9 м, их подошва вскрыта на абс. отм. 3,0...5,0 м БС

Современные морские и озерные отложения представлены песками пылеватыми средней плотности с растительными остатками, супесями песчанистыми с растительными остатками текучими, суглинками песчанистыми с примесью органических веществ текучими, слабозаторфованными грунтами, песками пылеватыми плотными, супесями пылеватыми слоистыми текучими. Морские и озерные отложения залегают до глубины 16,5...21 м (до абс. отм. минус 10,2...минус 14,1 м БС). Мощность отложений составляет 14,8...18,2 м.

Озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера представлены суглинками пылеватыми ленточными текучими и суглинками пылеватыми слоистыми мягкопластичными. Подошва отложений вскрыта на глубине 25...28,2 м, на абс. отм. минус 18,4...минус 22,0 м, мощность отложений составляет 5,2... 10,9 м.

Ниже залегают лужские озерно-ледниковые отложения, представленные супесями песчанистыми с редким гравием, прослоями песков, пластичными и песками пылеватыми с прослоями супесей плотными. Подошва отложений находится на глубине 16...30,5 м, на абс. отм. минус 19,9...минус 24,2 м, их мощность составляет 1,0...3,3 м.

Ледниковые отложения лужской морены представлены супесями пылеватыми пластичными и супесями пылеватыми твердыми. Моренные отложения вскрыты до глубины 44,9...48,2 м, до абс. отм. минус 38,6...минус 41,1 м. Мощность отложений составила 15...21,2 м.

Межледниковые отложения представлены суглинками пылеватыми с прослоями песка, редким гравием, мягкопластичными мощностью 1,0...3,5 м. Подошва отложений вскрыта на глубине 47,8...50,2 м, на абс. отм. минус 41,4...минус 43,9 м БС.

Межледниковые отложения подстилаются флювиогляциальными отложениями, представленными песками гравелистыми плотными водонасыщенными с гнездами супесей. Мощность отложений составляет 0,5...0,6 м, подошва вскрыта на глубине 48,3...49,5 м, на абс. отм. минус 42,1 ...минус 42,6 м БС.

В основании вскрытой толщи залегают коренные отложения венда, представленные глинами пылеватыми твердыми.

Гидрогеологические условия участка характеризуется наличием подземных вод, приуроченных к техногенным, современным морским и озерным, озерно-ледниковым отложениям. Зеркало грунтовых вод встречено на глубине 2,0...2,5 м, на абс. отм. плюс 3,7...плюс 4,9 м БС.

На абс. отм минус 0,1...плюс 0,7 м БС отмечены грунтовые воды с местным напором, приуроченные к морским и озерным пескам пылеватым плотным. Напорные воды встречены также на абс. отм. минус 41,4...минус 43,9 м, приуроченные к межледниковым пескам гравелистым. Величина напора составила 0,8...2,9 м.

Физико-механические характеристики грунтов для дальнейших расчетов приняты по материалам изысканий 2005 г. для участка С-1, см. табл. 1.

Таблица 1. Физико-механические характеристики грунтов, представленных на площадке строительства

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геол. индекс	γ , кН/м ³	e	W	I_L	φ , °	c , кПа	E , кПа
1	Насыпной грунт	tg IV	Расчетное сопротивление $R_0 = 0.08$ МПа						
2	Пески пылеватые с растительными остатками средней плотности водонасыщенные	ml IV	19,8	0,7			26	2	11000
3	Супеси песчанистые с растительными остатками текучие	ml IV	19,1	0,84	0,3	1,02	6	6	5000
4	Суглинки песчанистые с примесью органических веществ текучие	ml IV	16,3	1,589	0,57	1,36	5	8	4000
5	Слабозаторфованные грунты водонасыщенные	ml IV	14,8	2,257	0,87				3000
6	Пески пылеватые с прослоями супеси плотные водонасыщенные	ml IV	20,7	0,55			30	4	18000
7	Супеси пылеватые текучие	ml IV	19,6	0,757	0,28	1,25	7	8	6000
8	Суглинки пылеватые ленточные текучие	lg III b	18,5	1,011	0,37	1,2	7	7	6000
9	Суглинки пылеватые слоистые мягкопластичные	lg III b	19,2	0,87	0,31	0,73	15	8	9000
10	Супеси песчанистые с прослоями песка пластичные	lg III lz	20,7	0,571	0,21	0,9	14	8	10000
10.1	Супеси пылеватые плотные	lg III lz	21,1	0,5			31	5	21000
11	Супеси пылеватые с гравием пластичные	g III lz	21,7	0,434	0,16	0,19	21	17	14000
12	Супеси пылеватые с гравием твердые	g III lz	21,8	0,429	0,15	-0,01	25	31	17000
13	Суглинки пылеватые с прослоями песка, с редким гравием, мягкопластичные	lg II ms	19,9	0,725	0,26	0,66	17	14	10000
14	Пески гравелистые с прослоями супеси плотные водонасыщенные	f II ms	21,4	0,45			43	2	50000
15	Глины пылеватые твердые	V kt	21,3	0,522	0,19	-0,31	16	80	22000

При проектировании подземного сооружения необходимо оценить следующие факторы риска.

1. Вскрытие котлована ниже подошвы существующих зданий приводит к необходимости устройства ограждения. В связи с этим необходимо выбрать технологию устройства ограждения, безопасную для окружающих зданий.

2. Параметры ограждения (длина, толщина, раскрепление) должны не только обеспечить устойчивость откосов, но и исключить дополнительные деформации существующих зданий. Таким образом, расчет ограждений должен выполняться как по первой, так и по второй группе предельных состояний.

3. Котлован вскрывается ниже отметки подземных вод. Недопустимо понижение уровня грунтовых вод на примыкающей территории ниже подошвы существующих зданий. В связи с этим параметры ограждения (глубина погружения) должны подбираться таким образом, чтобы исключить падение уровня грунтовых вод на примыкающей территории.

Рассмотрим эти факторы подробнее.

В первую очередь, оценим требуемые параметры ограждения из условия статической работы массива грунта.

Возведение подземного этажа связано с разработкой котлована, дно которого будет находиться ниже подошвы примыкающих зданий. Поэтому потребуется устройство ограждающих конструкций.

Выполним предварительную оценку параметров ограждения для участка С-1. Расчет выполним по скважине 3134 с характерными для обоих участков инженерно-геологическими условиями. Относительная отметка 0.000 соответствует абсолютной отметке плюс 7,2 м БС. Относительная отметка планировки - минус 1,2 м (абсолютная отметка плюс 6,0 м). Относительная отметка пола нижнего подземного этажа - минус 6,1 м (абсолютная отметка плюс 1,1 м). Относительная отметка пола технического этажа - минус 2,55 м (абсолютная отметка плюс 4,65 м). Минимальная относительная отметка дна котлована - минус 7,3 м (абсолютная отметка минус 0,1 м БС, глубина котлована относительно отметки планировки - 6,2 м).

Инженерно-геологические данные по скважине 3124 см. табл. 2. Геологический разрез по скважине 3124 смотри на рис.37.

Таблица 2. Инженерно-геологические данные скважины 3124

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Объемный вес γ_s , кН/м ³	Мощность слоя, м	Коэффициент пористости, e	Влажность, W	Показатель текучести, I _L	Угол внутреннего трения ϕ , °	Сцепление C, кПа	Модуль упругости E, кПа	Модуль деформации, D
1	Насыпной грунт	tg IV	1,95	1,1	0,7			26	2	5000	6000
2	Пески пылеватые с растительными остатками средней плотности, водонасыщенные	ml IV	1,95	0,8	0,7			26	2	8333	10000
3	Супеси песчаные с растительными остатками, текучие	ml IV	1,9	3,5	0,84	0,3	1,02	6	6	4166	5000
4	Суглинки песчаные с примесью органических веществ, текучие	ml IV	1,56	0,4	1,589	0,57	1,36	5	8	3333	4000
6	Пески пылеватые с прослоями супеси, плотные, водонасыщенные	ml IV	2,07	4,1	0,55			30	4	15000	18000
10.1	Супеси пылеватые плотные	lg III lz	2,11	10,2	0,5			31	5	17500	21000
8	Суглинки пылеватые, ленточные, текучие	lg III b	1,87	5,0	1,011	0,37	1,2	7	7	5833	7000
9	Суглинки пылеватые, слоистые, мягкопластичные	lg III b	1,93	0,8	0,87	0,31	0,73	15	8	7500	9000

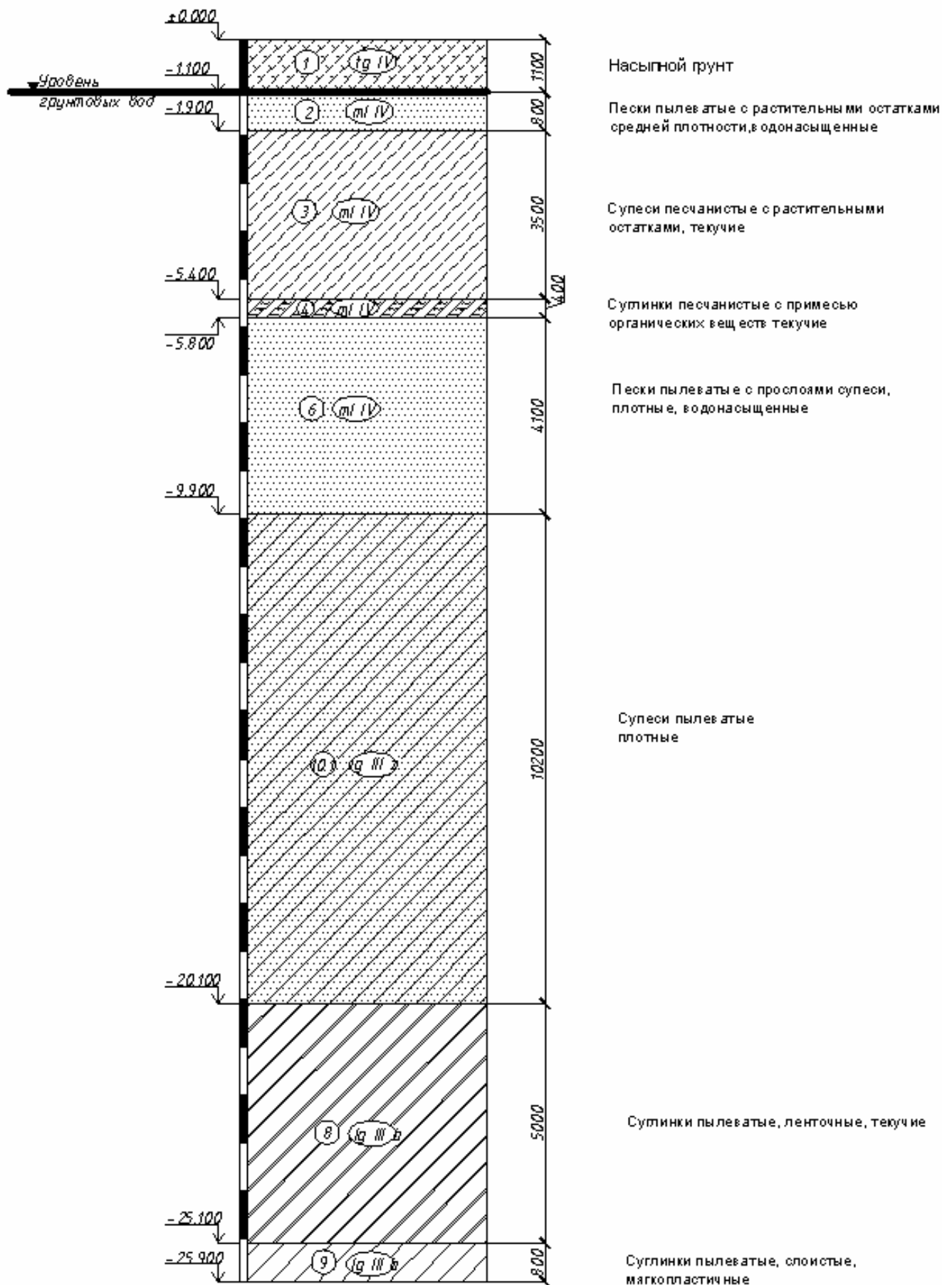


Рис. 37 Геологический разрез по скважине 3124

2.1.3. Создание конечно-элементной модели грунтового массива в BK SCAD

Из вышеизложенных пунктов следует, что объектом исследования будет являться элементарный участок котлована шириной 18,7 м и глубиной 6,2 м.

При расчетах в BK SCAD рассматривается участок котлована длиной 3,6 м. Инженерно-геологические данные представленные в табл. 2, а также на рис. 38 смоделированы в BK SCAD с помощью объемных 8-узловых изопараметрических конечных элементов типа 36. Размер объемных элементов принят в виде куба с гранью 0,5 м. Модель котлована в объемных элементах представлена на рис 38.

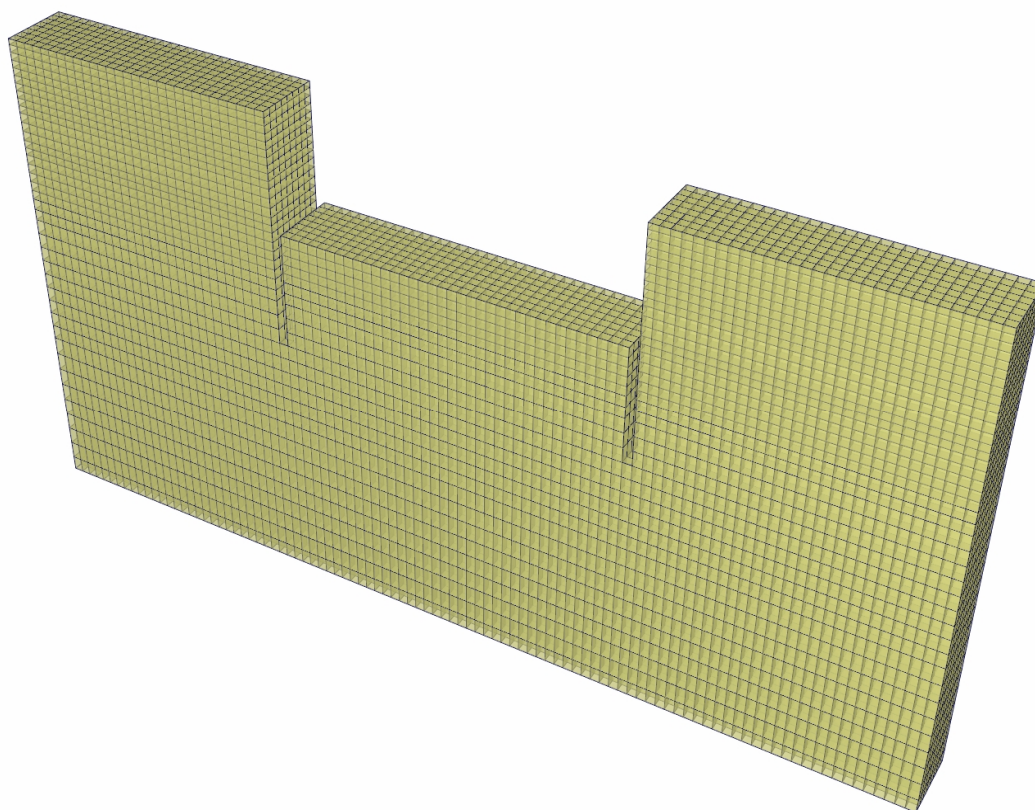


Рис. 38 Модель котлована в объемных конечных элементах

Объемный вес, а также модуль упругости объемных элементов задан согласно табл. 2. Коэффициент Пуассона для всех объемных элементов принят одинаковым и равным 0,3. Задание жесткостей объемных элементов эквивалентных грунтовым условиям представлено на рис. 39.

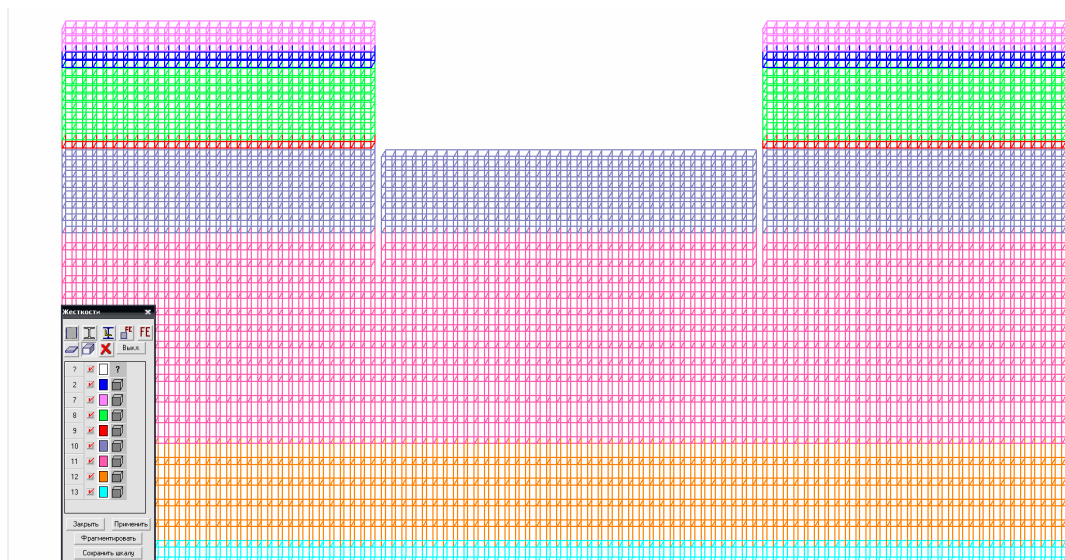


Рис. 39. Задание жесткостей объёмным конечным элементам

На объёмные конечные элементы налагаются следующие граничные условия: опытным путем обнаружена зона затухания напряжений в грунтовом массиве, она составила 15м от бровки котлована. На все узлы по грани расположенной на расстоянии 15м от бровки с одной и с другой стороны котлована налагаются следующие граничные условия - запрещены перемещения по направлению осей X,Y; поворот вокруг осей X,Y,Z. В грунтовом массиве рассматривается залегание грунтов, представленное в табл. 2.2.2. Исходя из этого, в нижних узлах расчетной схемы грунтового массива заданы следующие граничные условия - запрещены перемещения по направлению осей X,Y,Z; поворот вокруг осей X,Y,Z. Задание граничных условий представлено на рис. 40.

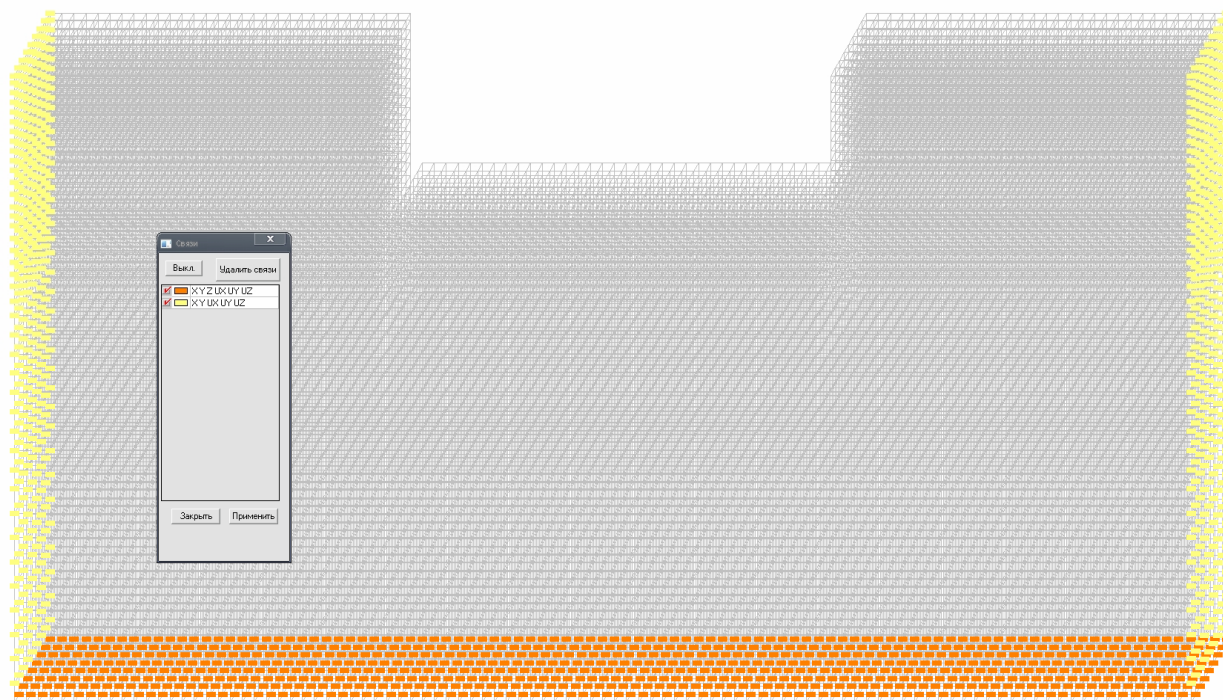


Рис. 40. Задание граничных условий на грунтовый массив

Далее в работе приведено моделирование, внедрение в расчётную схему грунтового массива и расчет трех типов крепления стен глубокого котлована без учета физической нелинейности работы грунта.

2.2. Расчет глубокого котлована с распорным креплением стенок в ВК SCAD

2.2.1. Моделирование металлического шпунтового ограждения

Разработка котлована будет осуществляться до 5 м ниже отметки грунтовых вод. При осушении котлована необходимо исключить снижение уровня подземных вод ниже отметки подошвы существующих фундаментов, поскольку такое понижение приводит к дополнительному уплотнению песчаных грунтов за счет снятия взвешивающего действия воды и выносу частиц грунта из пылеватых песков (механическая суффозия). Для исключения этих негативных явлений по периметру котлована должно быть устроено ограждение, прорезающее водопроницаемые слои грунта и погружаемое в слой относительного водоупора на глубину не менее 1 м.

Кровля водоупоров (моренные отложения) находится на глубине порядка 30 м. На стадии производства работ нулевого цикла в качестве относительных водоупоров могут быть рассмотрены озерно-ледниковые пылевато-глинистые отложения, а также супеси пылеватые плотные с малым коэффициентом фильтрации (ИГЭ-7, 8, 10.1). Ограждение должно прорезать толщу песчаных отложений ИГЭ-6. Таким образом, глубина погружения ограждения должна составлять не менее 12 м.

В качестве ограждения рассматриваемого котлована в первом расчетном случае принят металлический шпунт Ларсен-IV (рис. 41). В этом случае устройства ограждающей конструкции из металлического шпунта необходимо исключить динамическое воздействие на окружающую застройку, что может быть обеспечено выбором технологии погружения шпунта статическим вдавливанием, либо, при выборе динамических методов, обеспечением надлежащего контроля над параметрами колебаний, проведением динамического мониторинга и наблюдением за перемещениями примыкающих зданий.

При производстве работ рекомендуется выполнить пробное вибропогружение шпунта на участке, удаленном от существующих зданий и экспериментально по результатам замеров ускорения колебаний определить расстояние до существующих зданий, на котором допустимо вибропогружение шпунта. На остальных участках погружение шпунта должно осуществляться вдавливанием. Учитывая относительно небольшую требуемую глубину погружения шпунта, более целесообразным представляется выполнить погружение шпунта вдавливанием на всей площадке. Технические характеристики металлического шпунта Ларсен-IV см. табл. 3.

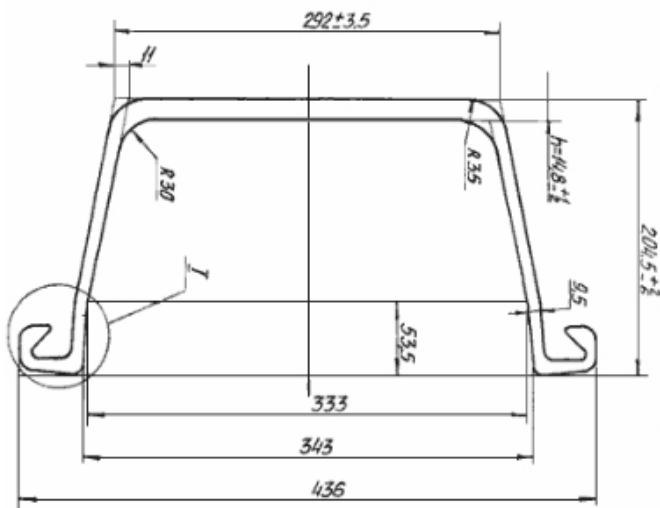


Рис. 41. Металлический шпунт Ларсен-IV

Табл.3. Технические характеристики металлического шпунта Ларсен-IV

Тип шпунта	Л4
Ширина профиля по центрам замков, мм	400
Масса (М) 1 м.п, кг	74
Масса (М) 1 кв.м., кг	185
Толщина стенки s, мм	9,5
Толщина стенки t, мм	14,8
Момент сопротивления одиночной шпунтины W_0 , см ³ /м	405
Момент сопротивления 1м стенки W_0 , см ³ /м	2200

Так как в существующем в ВК SCAD сортаменте металлопроката металлический шпунт профиля Ларсен-IV отсутствует, необходимо подобрать эквивалентное сечение сплошного стального прямоугольного сечения.

Данная операция была осуществлена с помощью расчетного приложения к ВК SCAD – программы Консул.

Определяющим фактором при подборе эквивалентного сечения должен играть момент сопротивления одиночной шпунтины $W_0=405 \text{ см}^3/\text{м}$, при этом ширина сечения должна оставаться неизменной и равна ширине шпунтины Ларсен-IV. В результате расчета в Консуре было подобрано следующее сплошное стальное прямоугольное сечение размером $400 \times 78 \text{ мм}$ с моментом сопротивления одиночной шпунтины $W_0=405,6 \text{ см}^3/\text{м}$. Геометрические характеристики принятого эквивалентного сечения см. табл.4.

Табл.4. Геометрические характеристики эквивалентного сечения

Габариты 0,4 x 0,078 м			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	312	см^2
$A_{v,y}$	Условная площадь среза вдоль оси U	147,861	см^2
$A_{v,z}$	Условная площадь среза вдоль оси V	259,997	см^2
\square	Угол наклона главных осей инерции	90	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	1581,84	см^4
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	41600	см^4
I_t	Момент инерции при свободном кручении	5347,982	см^4
I_w	Секториальный момент инерции	185943,153	см^6
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	2,252	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	11,547	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	2080	см^3
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	2080	см^3
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	405,6	см^3
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	405,6	см^3
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси	3120	см^3

	U		
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	608,4	$см^3$
I_u	Максимальный момент инерции	41600	$см^4$
I_v	Минимальный момент инерции	1581,84	$см^4$
i_u	Максимальный радиус инерции	11,547	$см$
i_v	Минимальный радиус инерции	2,252	$см$
a_{u+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	1,3	$см$
a_{u-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	1,3	$см$
a_{v+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	6,667	$см$
a_{v-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	6,667	$см$
y_m	Координата центра масс по оси Y	20	$см$
z_m	Координата центра масс по оси Z	3,9	$см$
Y_b	Координата центра изгиба по оси Y	20,665	$см$
Z_b	Координата центра изгиба по оси Z	3,859	$см$
P	Периметр	95,6	$см$
P_i	Внутренний периметр	0	$см$
P_e	Внешний периметр	95,6	$см$
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	126381,84	$см^4$
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	46345,52	$см^4$
I_{12}	Центробежный момент инерции относительно глобальных осей	24336	$см^4$
I_p	Полярный момент инерции	43181,84	$см^4$
i_p	Полярный радиус инерции	11,764	$см$
W_p	Полярный момент сопротивления	10400	$см^3$

Подобранное сечение моделируется с помощью пространственных стержневых конечных элементов типа 5 и заводится в расчетную схему грунтового массива на глубину 12,3м относительно бровки котлована, при этом элементы образуют сплошную стену без зазоров по всей длине 3,6м рассматриваемого участка котлована.

Совместная работа шпунтового ограждения и грунтового массива в BK SCAD смоделирована граничными условиями на стыке, следующим образом: объемные элементы, примыкающие к стержням удалены и заменены упругими связями (элемент типа 55), жесткость которых задана в зависимости от модуля упругости удаленных объемных элементов.

На узлы упругих связей наложены связи по направлению Z для предотвращения смещения стержней шпунта по данному направлению и сохранения условий плоской задачи.

Внедренная в грунтовой массив модель шпунтового ограждения должна быть раскреплена по высоте в двух зонах. Два яруса раскрепления моделируются с помощью сварного квадратного гнутого стального профиля $250 \times 6,0$ мм по ГОСТ 30245-2003 [57].

Совместную модель грунтового массива и шпунтового ограждения см. рис.42

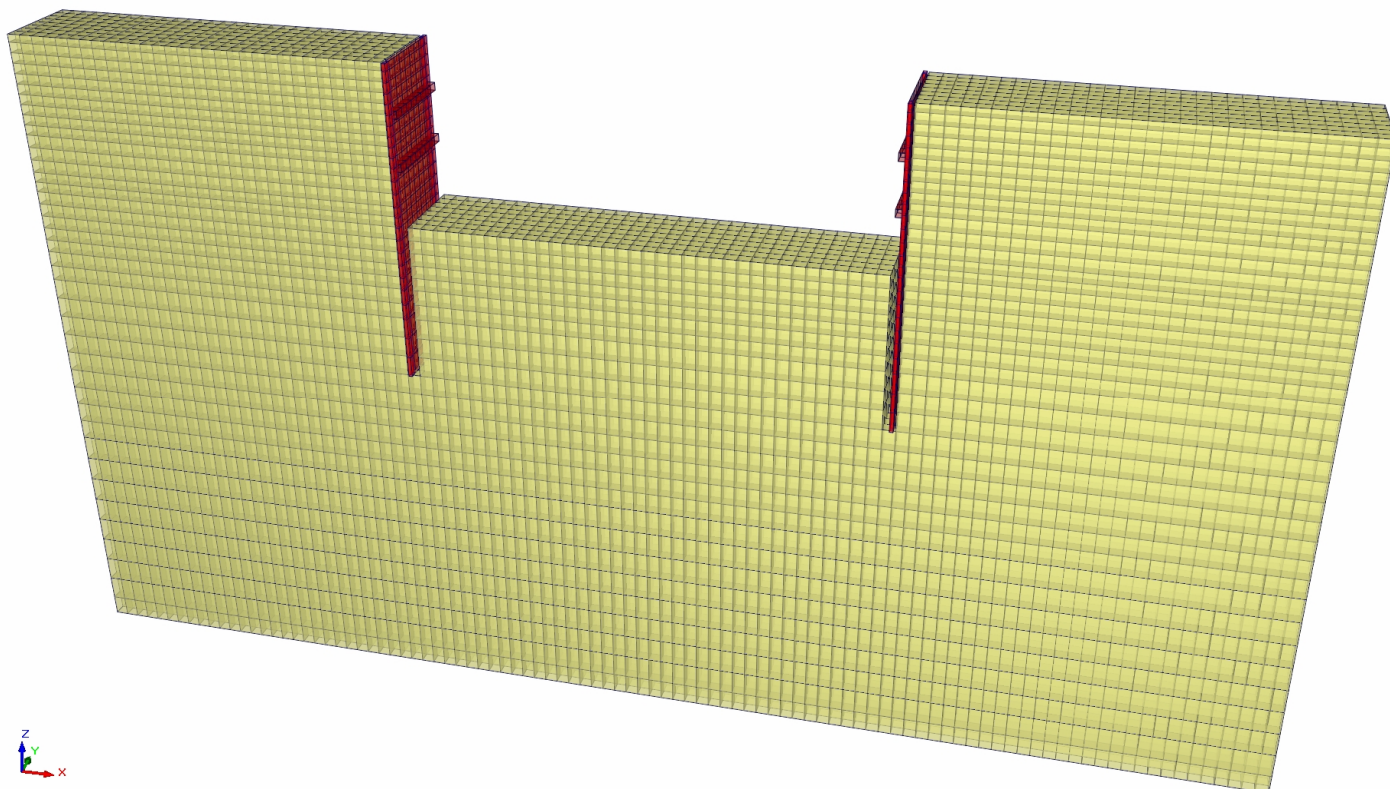


Рис. 42. Совместная модель грунтового массива и шпунтового ограждения

На металлические стержни раскрепления накладываются следующие граничные условия: на границах рассматриваемого участка котлована, длиной 3,6 м, в узлах стержней раскреплений - запрещены перемещения по направлению оси Y и поворот вокруг оси Z ; в средних точках металлических стержней раскреплений - запрещены перемещения по направлению оси Y . Задание граничных условий на раскреплении, а также моделирование совместной работы шпунтового ограждения и грунтового массива с помощью упругих связей представлено на рис. 43.

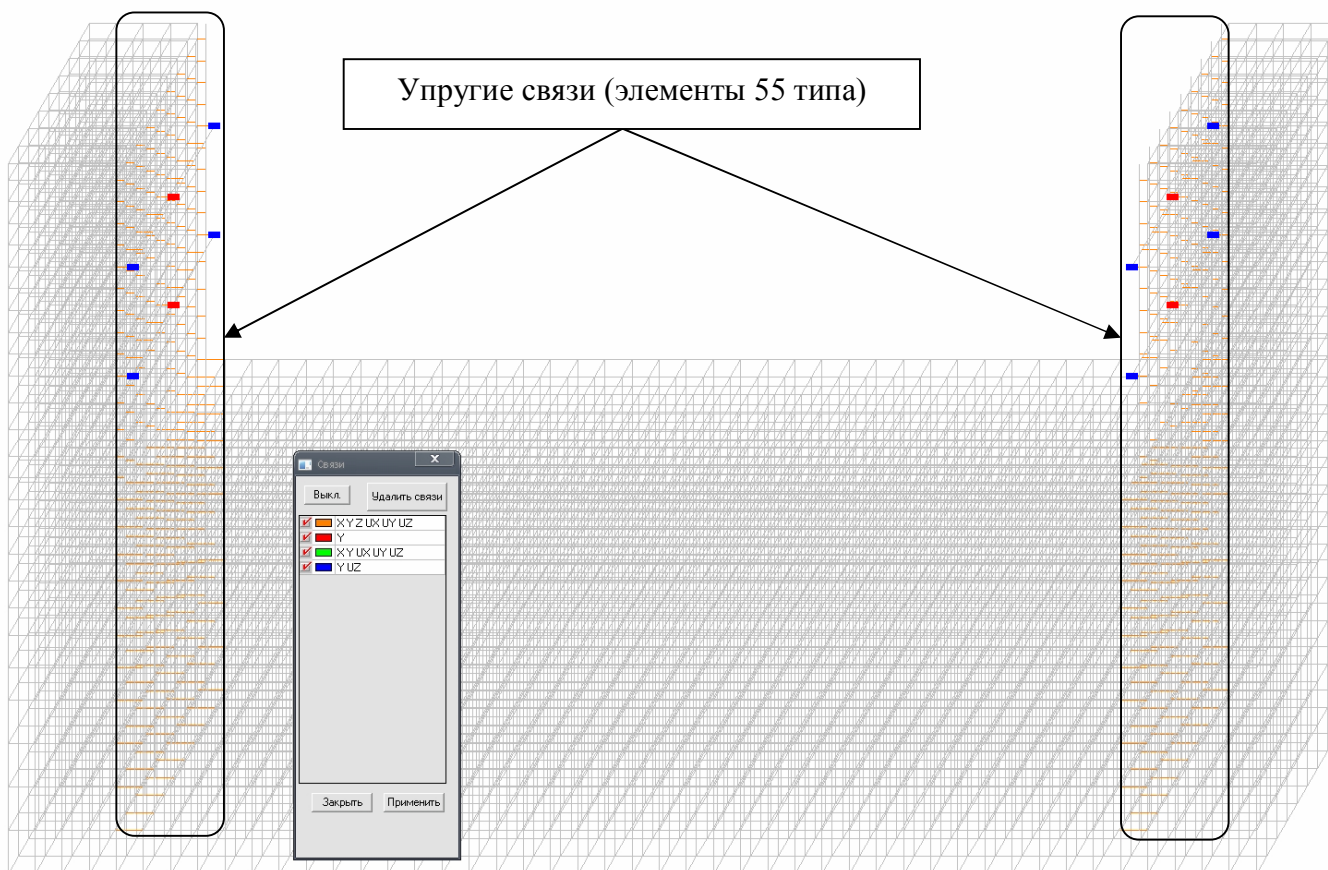


Рис. 43. Граничные условия раскреплений. Упругие связи

2.2.2. Моделирование распорной системы крепления стен глубокого котлована

Распорная система моделируется двухъярусного типа, при этом распорные металлические профили присоединяются к расчетной схеме в местах раскрепления шпунтового ограждения. В средней части пролета рассматриваемой модели котлована задан дополнительный металлический профиль, заделанный в грунтовой массив на глубину аналогичную глубине заделки шпунтового ограждения в грунт. Распорные системы идут с определенным шагом, равным ширине рассматриваемого участка котлована 3,6м. К среднему стержню, заделанному в грунт, присоединяются поперечные профили от соседних распорных систем. Профили металлопроката распорной системы приняты аналогичные раскреплениям шпунтового ограждения – сварного квадратного гнутого стального профиля 250х6,0 мм по ГОСТ 30245-2003 [57]. Окончательная схема распорной системы крепления стен глубокого котлована представлена на рис.44.

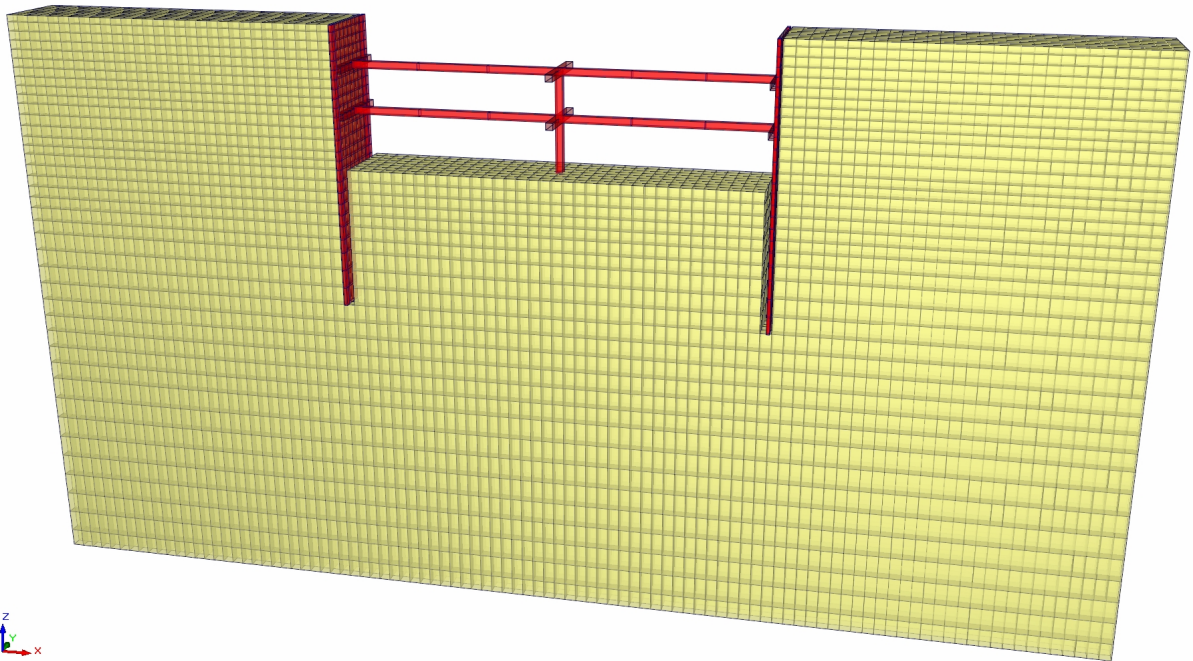


Рис. 44. Окончательная схема распорной системы крепления стен глубокого котлована

На распорную систему наложены следующие граничные условия: на границах рассматриваемого участка котлована, длиной 3,6 м, в узлах поперечных стержней от соседних распорных систем - запрещены перемещения по направлению оси Y и поворот вокруг оси Z; в местах присоединения поперечных стержней от соседних распорных систем к металлическому профилю, заделанному в грунт - запрещены перемещения по направлению оси Y. Задание граничных условий на распорную систему, а также полная картина заданных граничных условий на расчетную модель представлена на рис.45

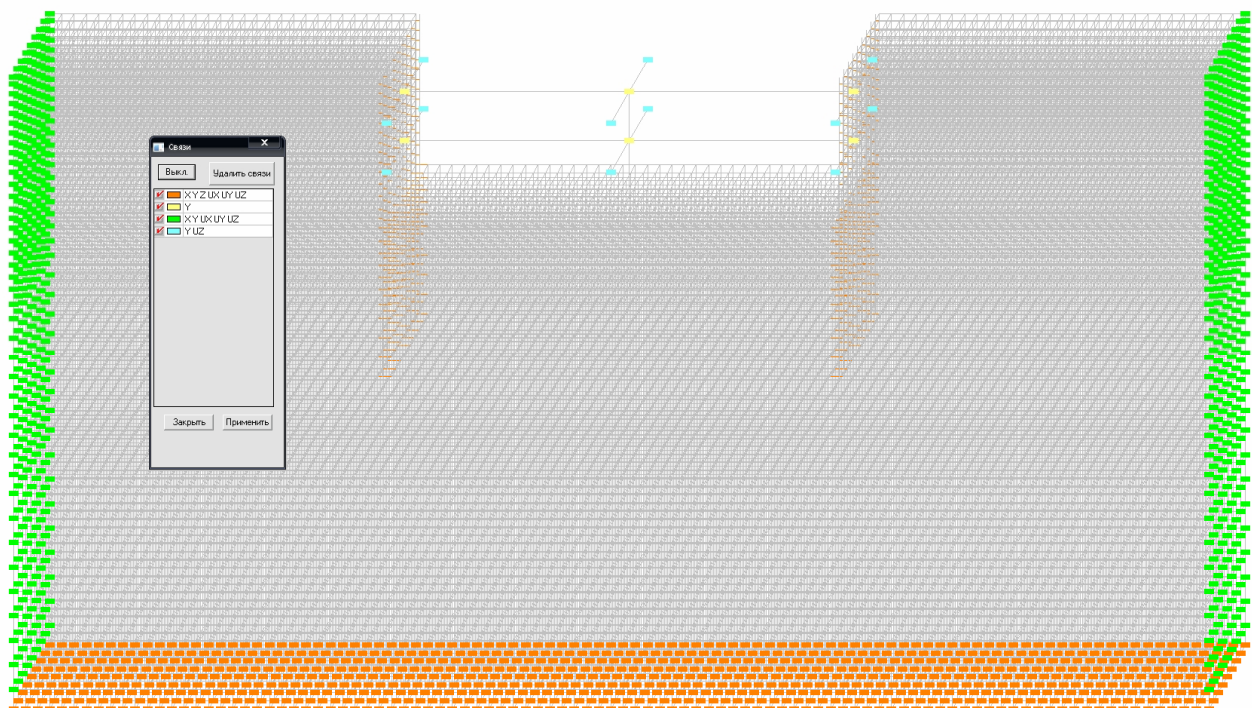


Рис. 45. Граничные условия распорной системы. Полный спектр граничных условий расчетной модели

2.2.3. Сбор нагрузок на расчетную модель

Нагрузки и воздействия на расчетную модель глубокого котлована определены согласно СНиП 2.01.07-85*[47]. В расчётном комплексе SCAD прикладываются полные расчётные нагрузки. С помощью комбинации загрузений и модуля PCY учитывается система коэффициентов для расчета по I и II группам предельных состояний. Значения принятых нагрузок и коэффициентов представлены в табл.5.

Табл. 5. Нагрузки и воздействия

Тип нагрузки	P_n	γ_f	P	$K_{длит}$	K_1	K_2
Постоянные:						
• с.в. грунтового массива и конструкций	SCAD*	1,15	SCAD*	-	1	0,87
• Давление грунтовых вод	1000*z кг/пм	1,1	1100*z кг/пм	-	1	0,91
Временные:						
- длительного действия:						
• с.в. строительных машин и оборудования	1650 кг/м2	1,2	2000 кг/м2	-	0,95	0,79

Примечание: SCAD* - нагрузка определяется программным комплексом автоматически;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

P – расчетное значение нагрузки, кгс/м2 (кроме оговоренных);

$K_{длит}$ – коэффициент перехода от полных значений кратковременной нагрузки к пониженным значениям временной нагрузки длительного действия (доля длительности);

K_1 – коэффициенты для комбинации #1, определяющие расчетные значения нагрузок с учетом понижающих коэффициентов сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок (для расчётов по I группе предельных состояний);

K_2 - коэффициенты для комбинации #2, определяющие нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

Собственный вес грунтового массива и конструкций включает в себя собственный вес грунта и конструкций, при этом активное и пассивное давление грунта, действующее на шпунтовое ограждение определяется расчетным комплексом автоматически. Задание собственного веса грунтового массива представлено на рис. 46.

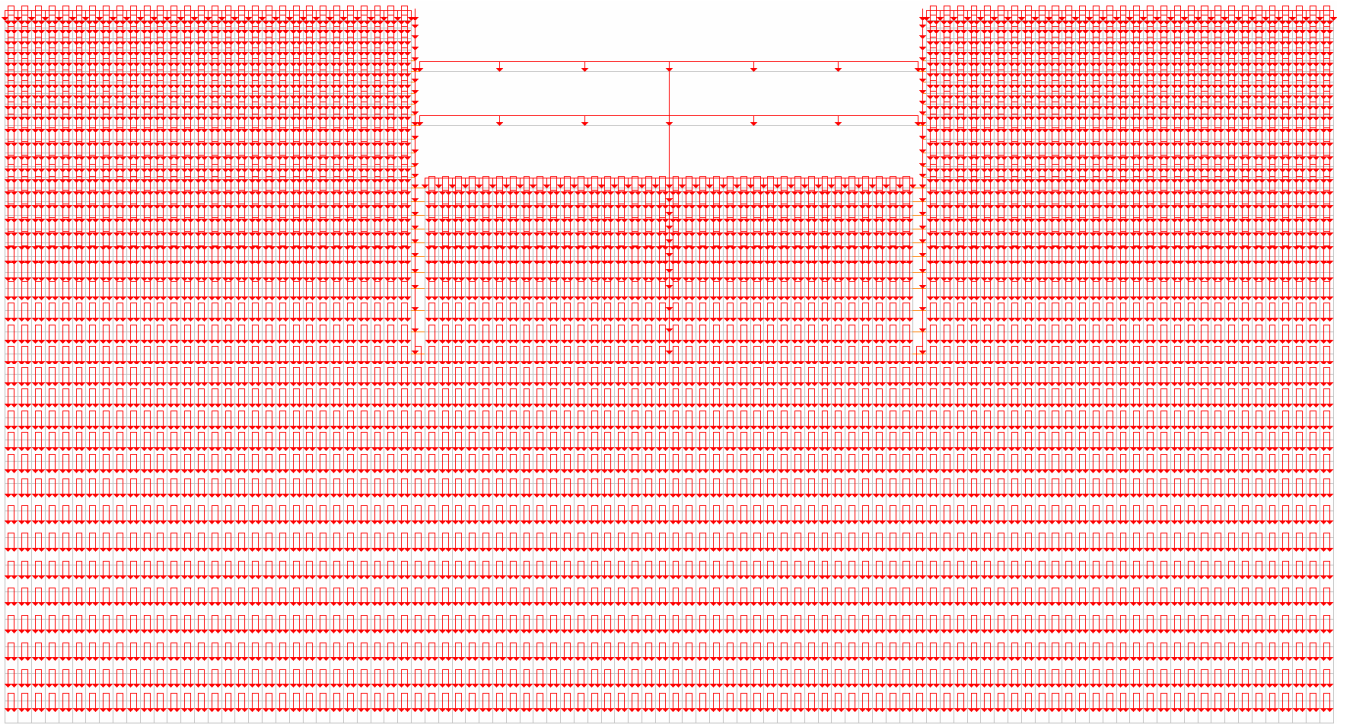


Рис. 46. Собственный вес грунтового массива и конструкций

Грунтовые воды залегают на глубине 1,0м. Таким образом с отметки -1,0 м относительно кромки котлована и до относительной отметки -11,3 м на шпунтовое ограждение действует столб воды. С относительной отметки -11,3 м до -12,3 м – столб воды не действует, т.к. последний метр шпунтового ограждения находится в грунте с низким коэффициентом фильтрации и является относительным водоупором согласно п. 1.2.1. настоящей работы. Таким образом, рассматриваемое шпунтовое ограждение также играет роль противодиффузионной завесы. Водопонижение необходимо только из тела котлована. Задание давления грунтовых вод на шпунтовое ограждение представлено на рис. 47.

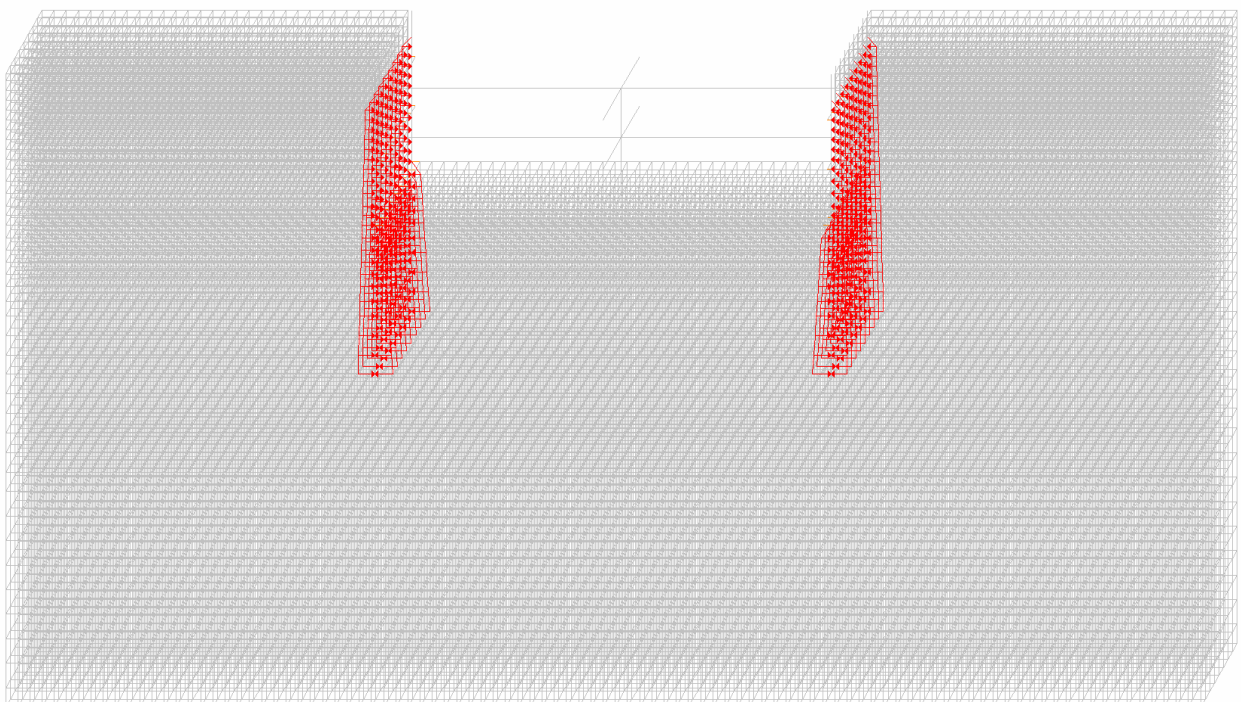


Рис. 47. Давление грунтовых вод на шпунтовое ограждение

Нагрузка от строительных машин и оборудования задана как равномерно-распределенная по площади бровки котлована. При этом расстояния от края бровки до первого узла приложения нагрузки составляет 1,0м. Задание нагрузки от строительных машин и оборудования представлено на рис. 48.

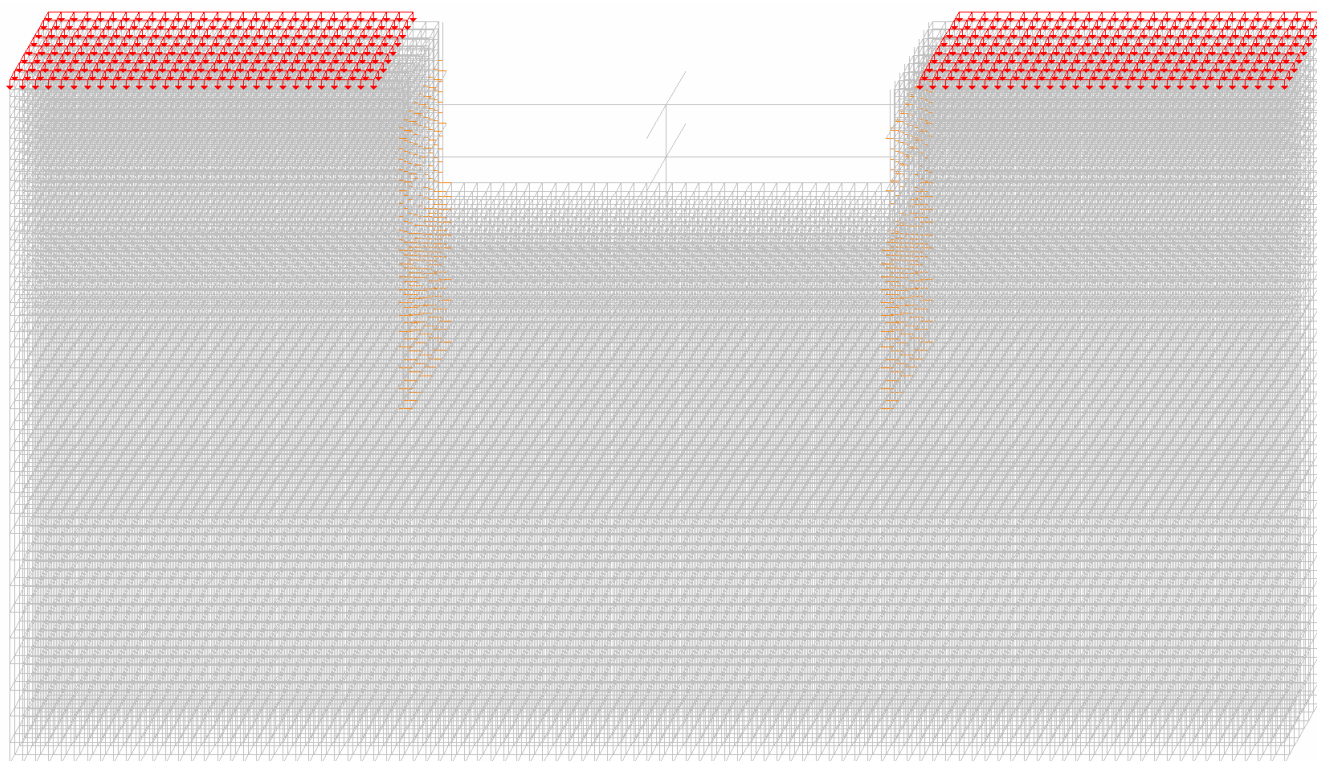


Рис. 48. Нагрузка от строительных машин и оборудования

2.2.4. Анализ результатов линейного расчета

При расчете приняты следующие допущения:

- Не учитывается нелинейность работы грунтового массива.
- Не учитывается трение грунта о шпунтовое ограждение глубокого котлована
- В расчетной схеме поверхность стенки принята абсолютно гладкой, что не соответствует действительности, а лишь создает завышение расчетного давления грунта
- Рассматривается только один участок котлована. Для того чтобы получить исчерпывающую информацию о поведении массива грунта и работе конструкции требуется проведение большого количества «плоских» расчетов с последующим сбором всех результатов в единую картину

Далее представлены результаты линейного расчета совместной конечно-элементной модели грунтового массива и распорного крепления шпунтового ограждения глубокого котлована. Результаты линейного расчета представлены на рис. 49-53.

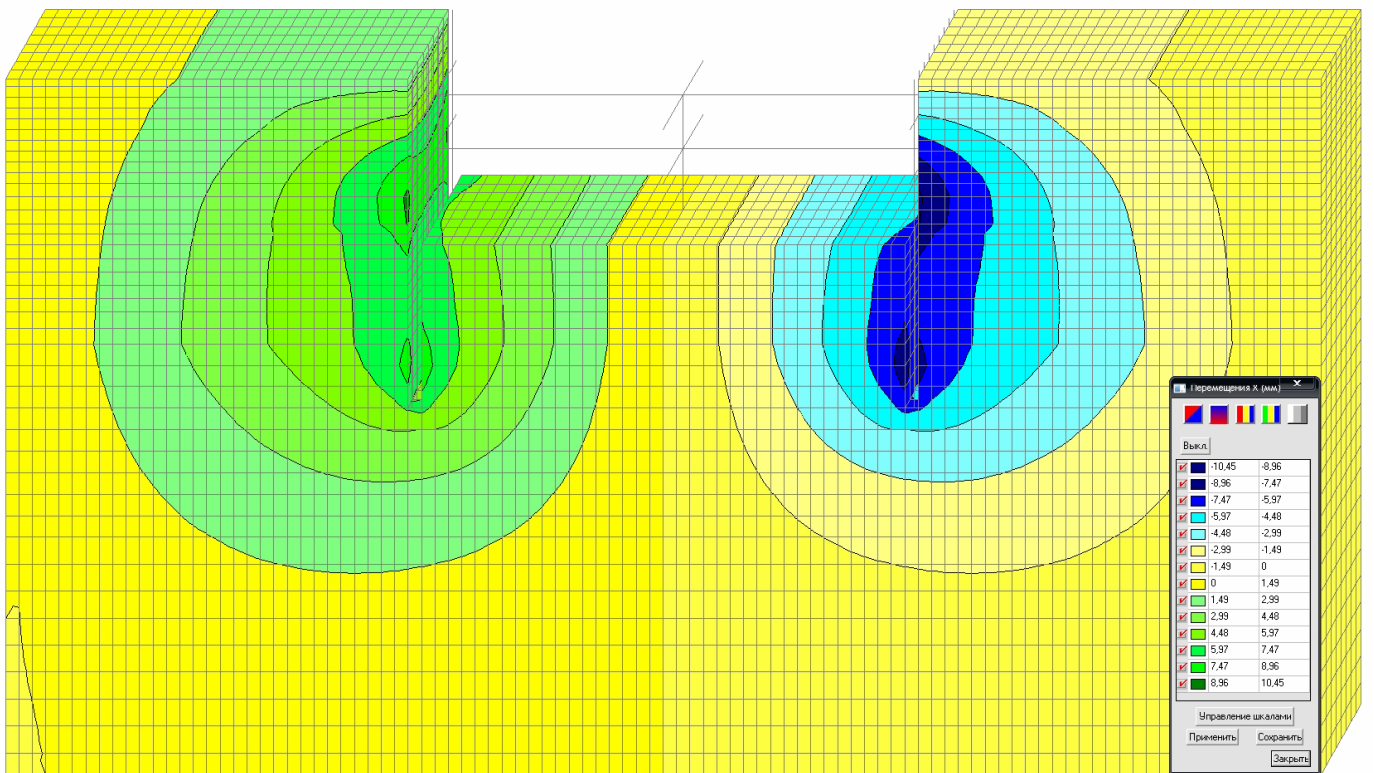


Рис. 49. Горизонтальные перемещения расчетной схемы, мм

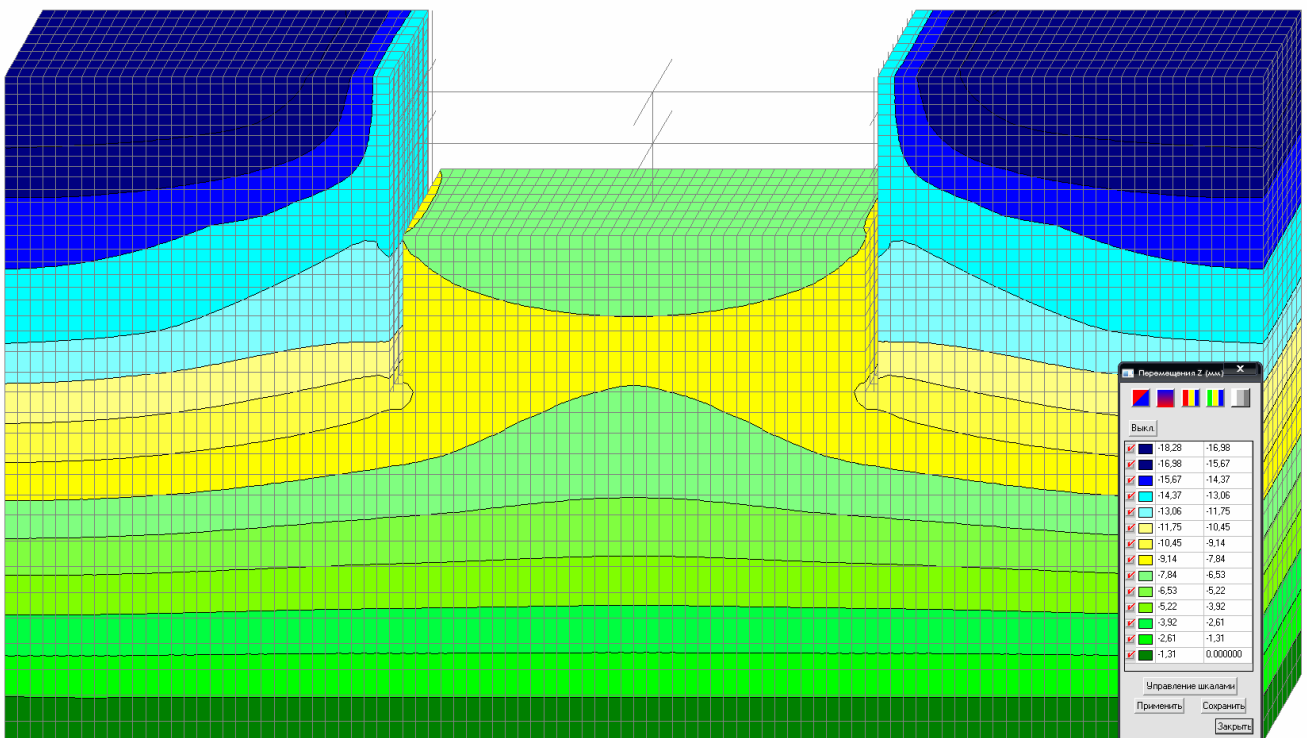


Рис. 50. Вертикальные перемещения расчетной схемы, мм

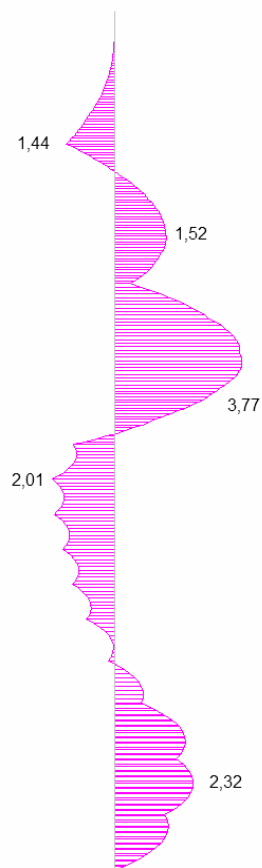


Рис. 51. Осредненная эпюра изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м

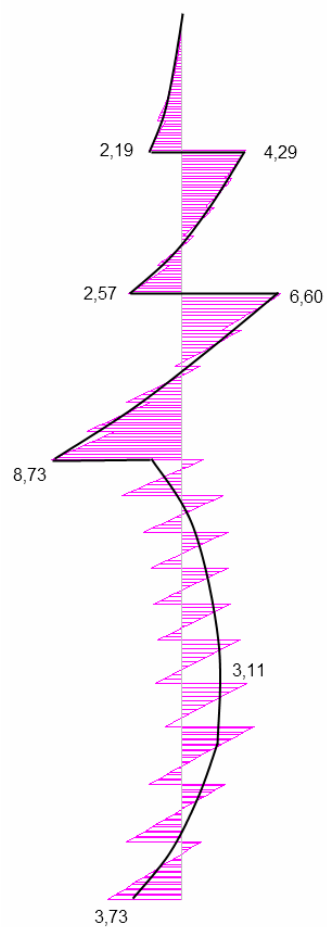


Рис. 52. Осредненная эпюра поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс

За счет введения искусственным способом в расчетную схему упругих связей, для моделирования совместной работы грунтового массива и шпунтового ограждения, эпюра изгибающего момента, а также эпюра поперечной силы, в большей степени имеют некоторые скачки. Также из рисунков 51-52 видно, что в местах крепления раскосной системы к шпунтовому ограждению происходит скачок эпюры изгибающего момента и поперечной силы, тем самым введение двухъярусной системы раскосной системы компенсирует действие момента и поперечной силы в шпунтовом ограждении. На рисунке 52 также показана выровненная эпюра поперечной силы в шпунтовом ограждении.

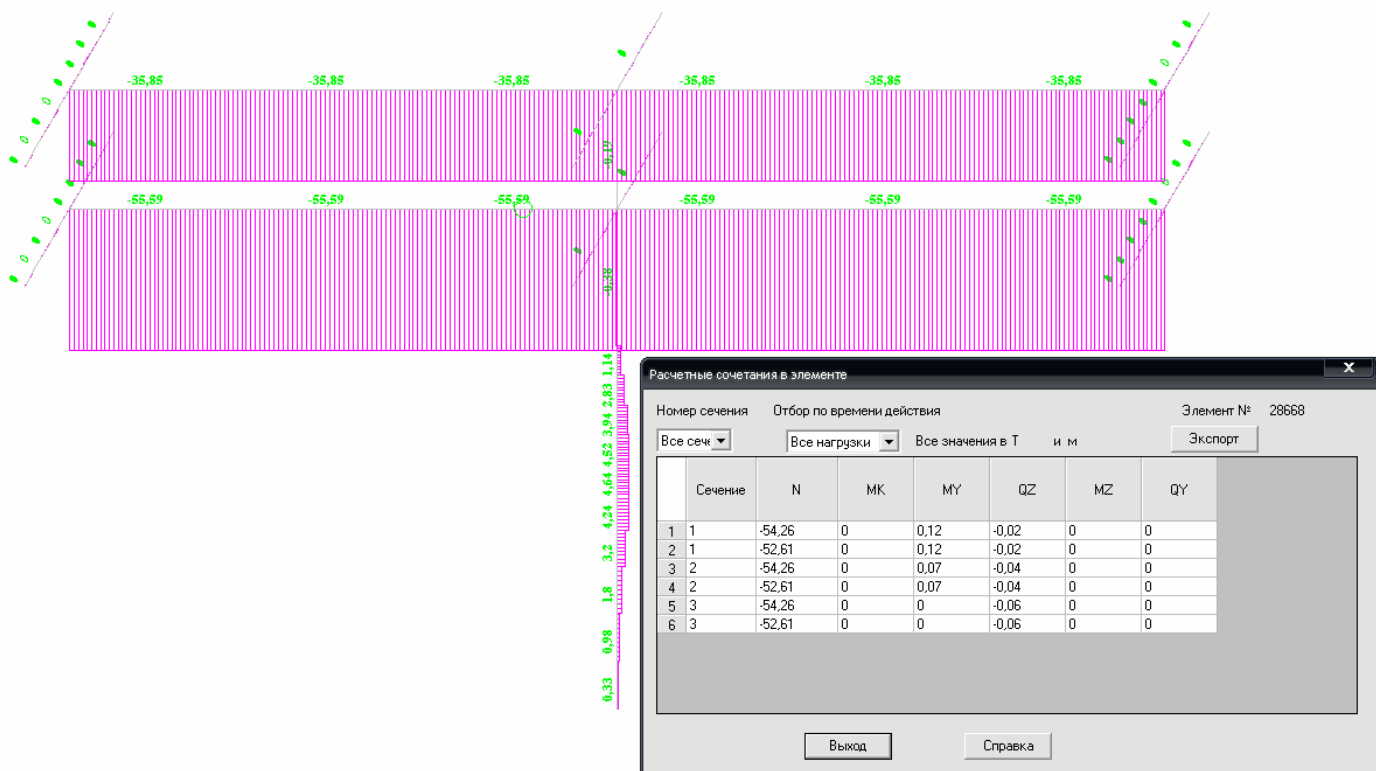


Рис. 53. Эпюра продольной силы и сочетания усилий в подкосной системе, тс

Для наглядности приведем результаты расчетов к табличной форме. Результаты линейного расчета представлены в табл. 6.

Табл. 6. Результаты линейного расчета распорной системы

Анализируемый параметр	Максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное вертикальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс	Максимальное значение продольной силы в подкосной системе, тс
Тип расч. модели					
Модель глубокого котлована с распорным креплением	10,45	18,28	3,77	8,73	-54,26

2.3. Расчет глубокого котлована с подкосным креплением стенок в BK SCAD

2.3.1. Моделирование распорной системы крепления стен глубокого котлована

В качестве ограждения рассматриваемого котлована во втором расчетном случае принят также металлический шпунт Ларсен-IV. Моделирование, задание граничных условий и внедрение ограждения стен глубокого котлована в модель грунтового массива ведется аналогично пункту 1.2 данной работы.

Подкосная система моделируется с помощью наклонных стержней круглого металлического профиля, при этом подкосные металлические профили присоединяются к расчетной схеме в местах верхних раскреплений шпунтового ограждения. Другой конец подкосного крепления упирается в дно котлована. Распорные системы идут с определенным шагом, равным ширине рассматриваемого участка котлована 3,6 м. Угол наклона подкосной системы 51° , относительно шпунтового ограждения. Крепление подкосной системы к шпунтовому ограждению находится на отметке -2.300 м относительно уровня кромки котлована. Профили металлопроката элементов подкосной системы приняты круглого металлического сечения по ГОСТ 10704-91 «Трубы электросварные прямошовные» [48], сечением 219x8,0 мм. Окончательная схема распорной системы крепления стен глубокого котлована представлена на рис 54.

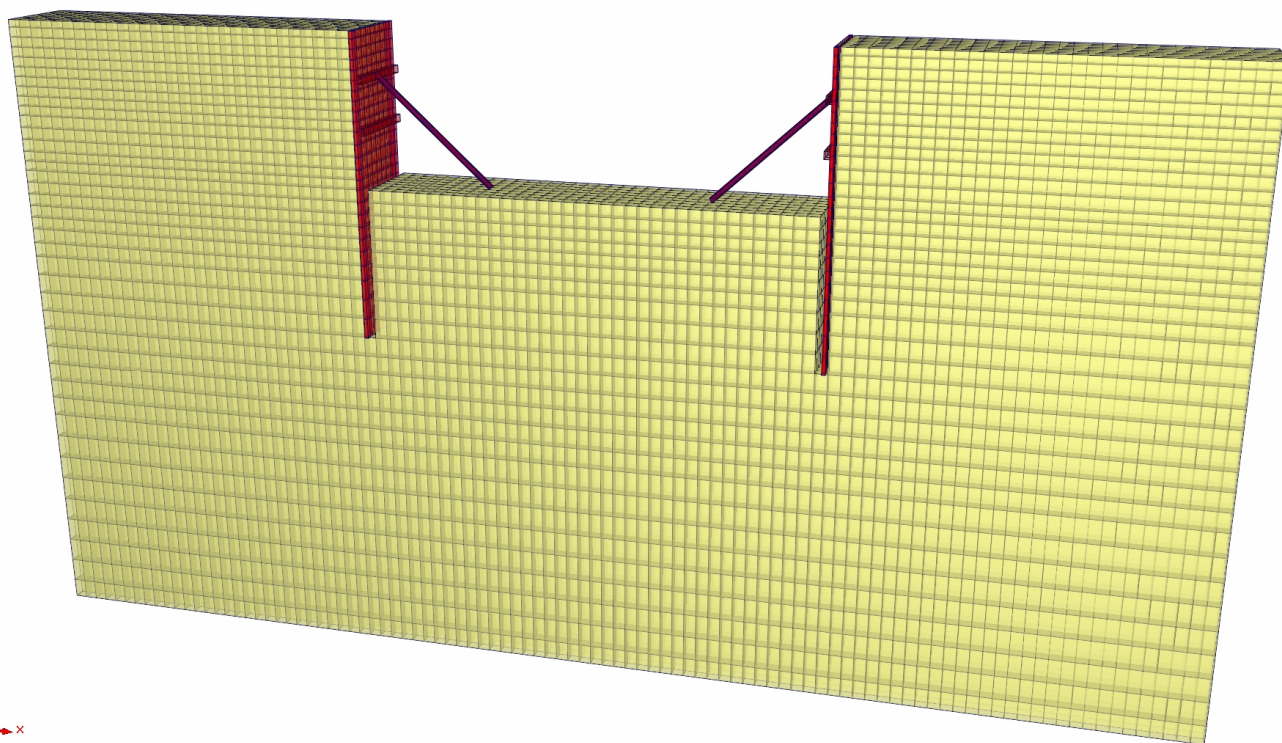


Рис. 54. Окончательная схема подкосной системы крепления стен глубокого котлована

На распорную систему наложены следующие граничные условия: в местах стыка подкосной системы с грунтовым массивом на дне котлована запрещены перемещения по направлению оси X; поворот вокруг оси Z. Задание граничных условий на подкосную систему, а также полная картина заданных граничных условий на расчетную модель представлена на рис 55.

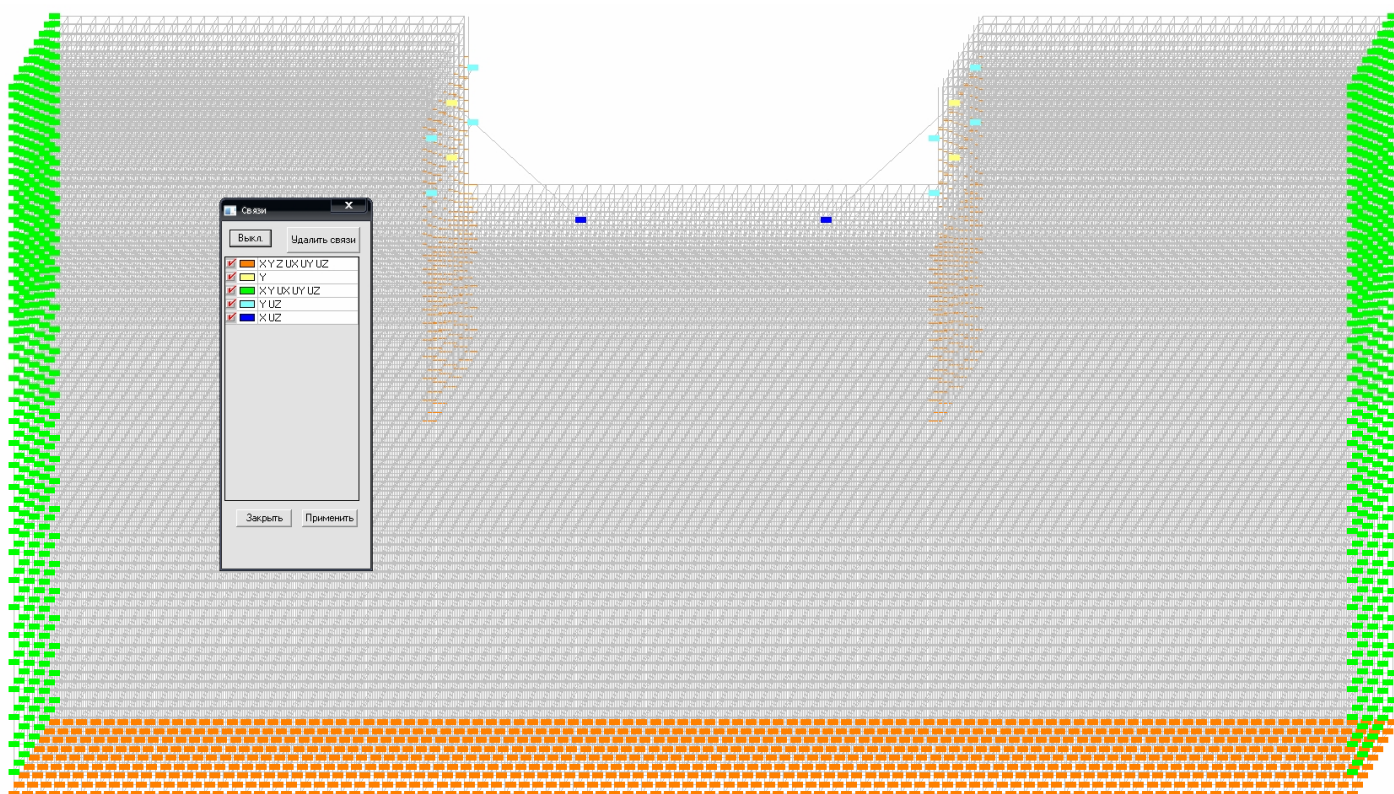


Рис. 55. Граничные условия распорной системы. Полный спектр граничных условий расчетной модели

2.3.2. Сбор нагрузок на расчетную модель

Нагрузки и воздействия на расчетную модель глубокого котлована определены согласно СНиП 2.01.07-85*[47]. В расчётном комплексе SCAD прикладываются полные расчётные нагрузки. С помощью комбинации загрузений и модуля PCY учитывается система коэффициентов для расчета по I и II группам предельных состояний. Значения принятых нагрузок и коэффициентов представлены в табл. 7.

Табл. 7. Нагрузки и воздействия

Тип нагрузки	P_n	γ_f	P	$K_{длит}$	K_1	K_2
Постоянные:						
• с.в. грунтового массива и конструкций	SCAD*	1,15	SCAD*	-	1	0,87
• Давление вод грунтовых вод	1000*z кг/пм	1,1	1100*z кг/пм	-	1	0,91
Временные:						
- длительного действия:						
• с.в. строительных машин и оборудования	1650 кг/м2	1,2	2000 кг/м2	-	0,95	0,79

Примечание: SCAD* - нагрузка определяется программным комплексом автоматически;
 γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;
P – расчетное значение нагрузки, кгс/м2 (кроме оговоренных);

К_{длит} – коэффициент перехода от полных значений кратковременной нагрузки к пониженным значениям временной нагрузки длительного действия (доля длительности);
K₁ – коэффициенты для комбинации #1, определяющие расчетные значения нагрузок с учетом понижающих коэффициентов сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок (для расчётов по I группе предельных состояний);
K₂ – коэффициенты для комбинации #2, определяющие нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

Собственный вес грунтового массива и конструкций включает в себя собственный вес грунта и конструкций, при этом активное и пассивное давление грунта, действующее на шпунтовое ограждение определяется расчетным комплексом автоматически. Задание собственного веса грунтового массива представлено на рис. 56.

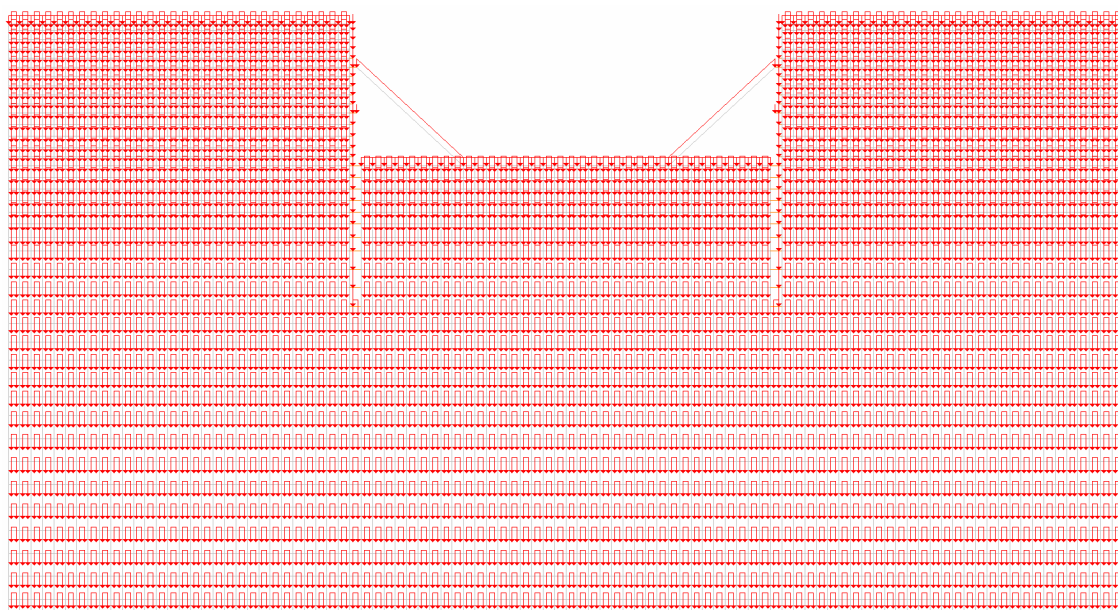


Рис. 56. Собственный вес грунтового массива и конструкций

Грунтовые воды залегают на глубине 1,0м. Таким образом с отметки -1,0 м относительно кромки котлована и до относительной отметки -11,3 м на шпунтовое ограждение действует столб воды. С относительной отметки -11,3 м до -12,3 м – столб воды не действует, т.к. последний метр шпунтового ограждения находится в грунте с низким коэффициентом фильтрации и является относительным водопором согласно п. 1.2.1. настоящей работы. Таким образом, рассматриваемое шпунтовое ограждение также играет роль противодиффузионной завесы. Водопонижение необходимо только из тела котлована. Задание давления грунтовых вод на шпунтовое ограждение представлено на рис 57.

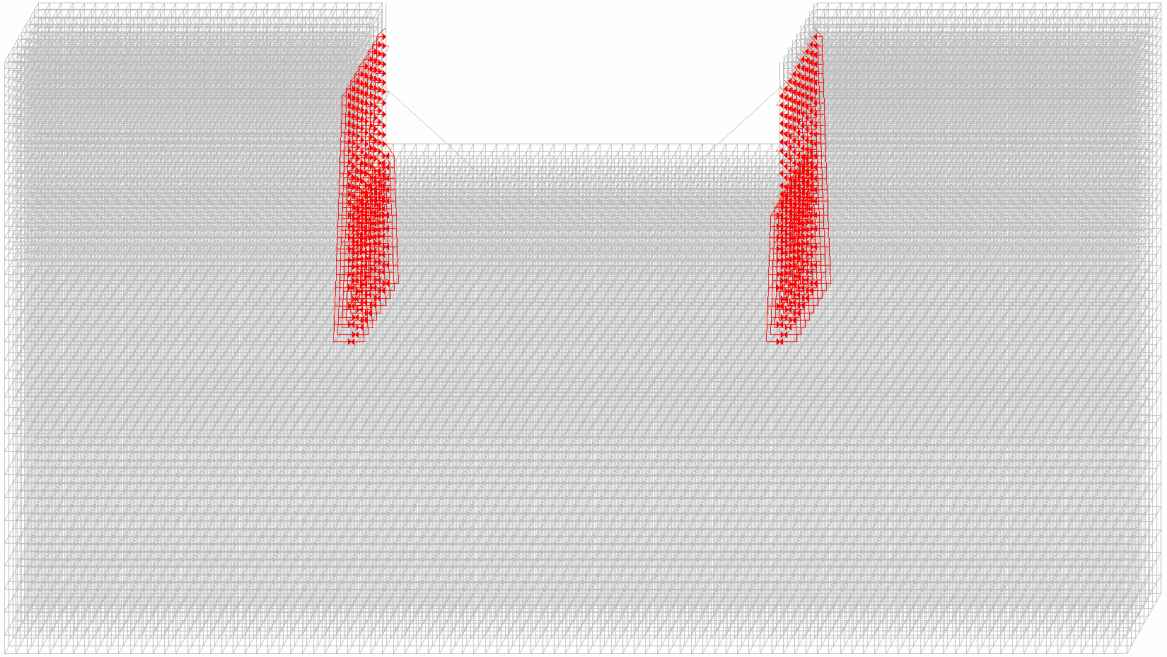


Рис. 57. Давление грунтовых вод на шпунтовое ограждение

Нагрузка от строительных машин и оборудования задана как равномерно-распределенная по площади бровки котлована. При этом расстояния от края бровки до первого узла приложения нагрузки составляет 1,0м. Задание нагрузки от строительных машин и оборудования представлено на рис 58.

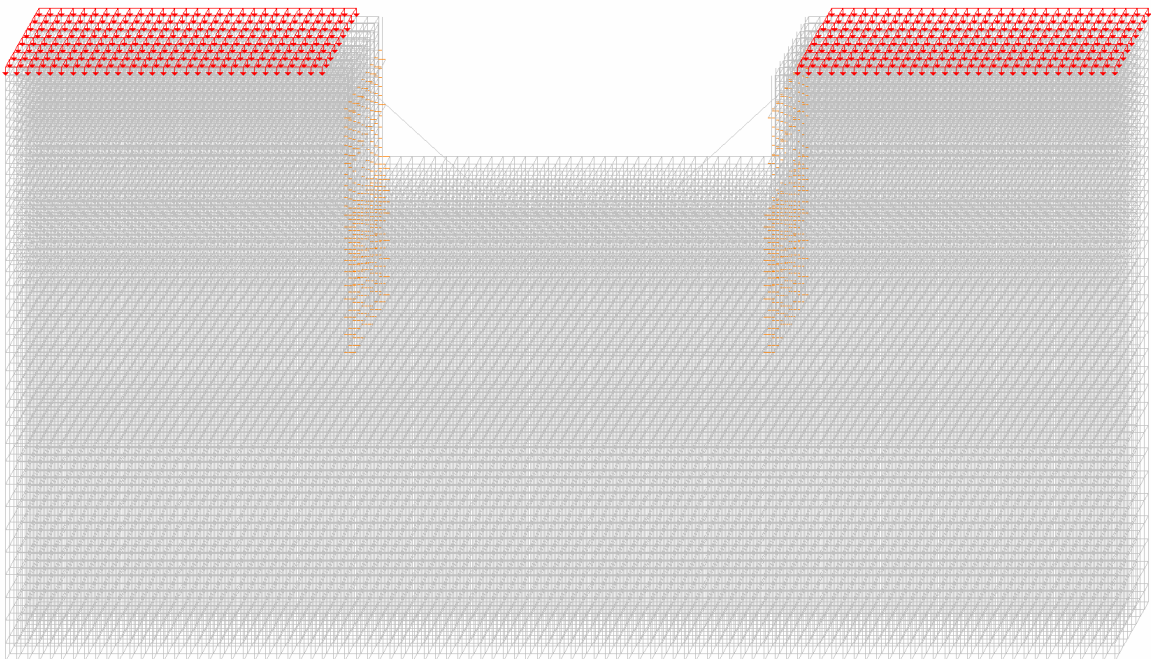


Рис. 58. Нагрузка от строительных машин и оборудования

2.3.3. Анализ результатов линейного расчета

При расчете приняты следующие допущения:

- Не учитывается нелинейность работы грунтового массива.
- Не учитывается трение грунта о шпунтовое ограждение глубокого котлована
- В расчетной схеме поверхность стенки принята абсолютно гладкой, что не соответствует действительности, а лишь создает завышение расчетного давления грунта
- Рассматривается только один участок котлована. Для того чтобы получить исчерпывающую информацию о поведении массива грунта и работе конструкции требуется проведение большого количества «плоских» расчетов с последующим сбором всех результатов в единую картину

Далее представлены результаты линейного расчета совместной конечно-элементной модели грунтового массива и подкосного крепления шпунтового ограждения глубокого котлована. Результаты линейного расчета представлены на рис 59-63.

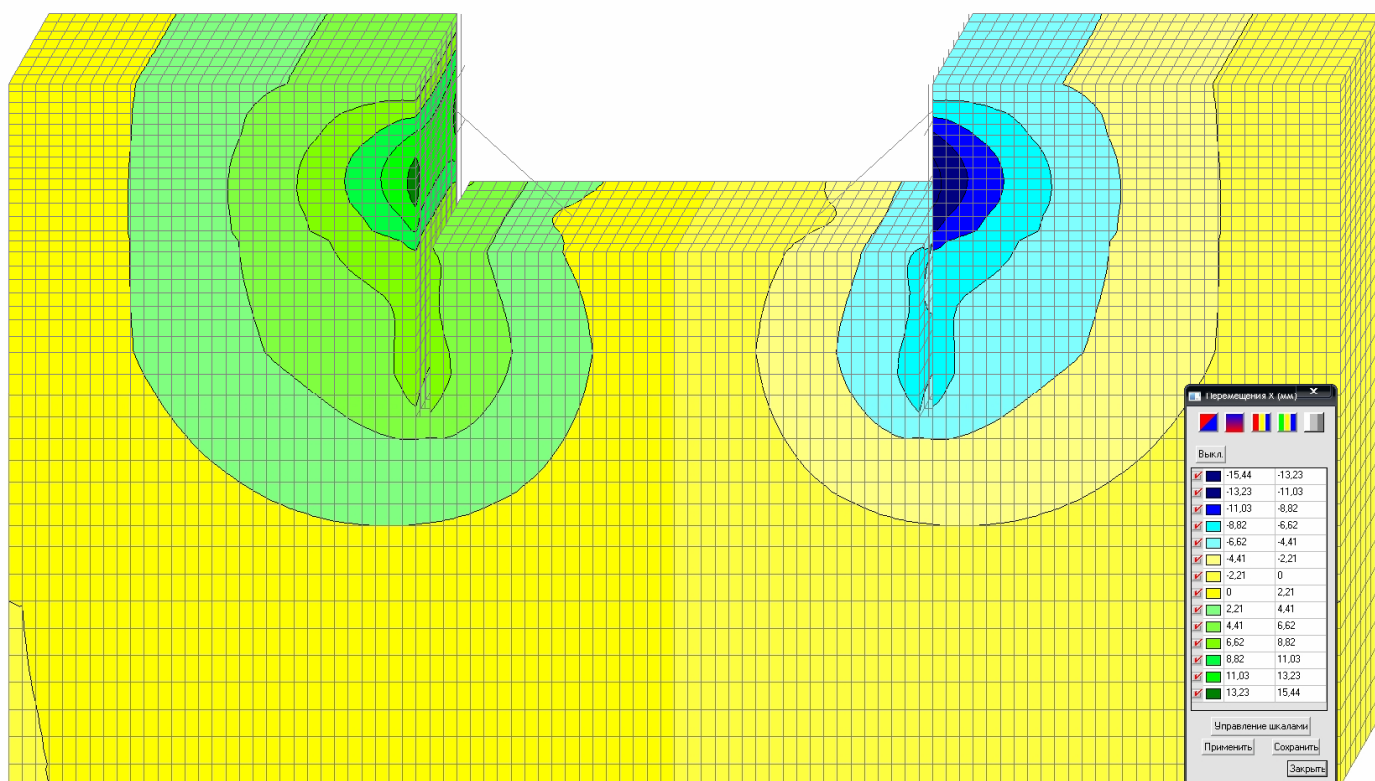


Рис. 59. Горизонтальные перемещения расчетной схемы, мм

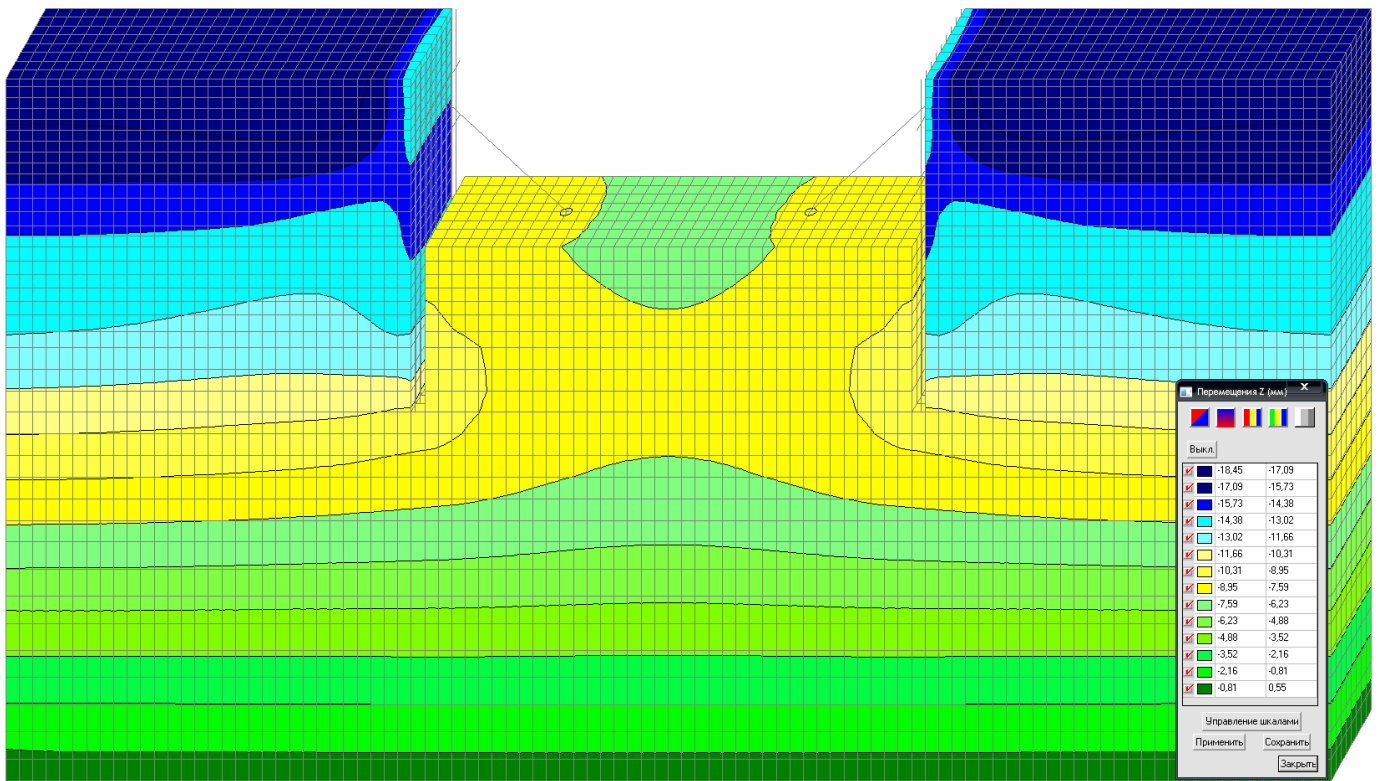


Рис. 60. Вертикальные перемещения расчетной схемы, мм

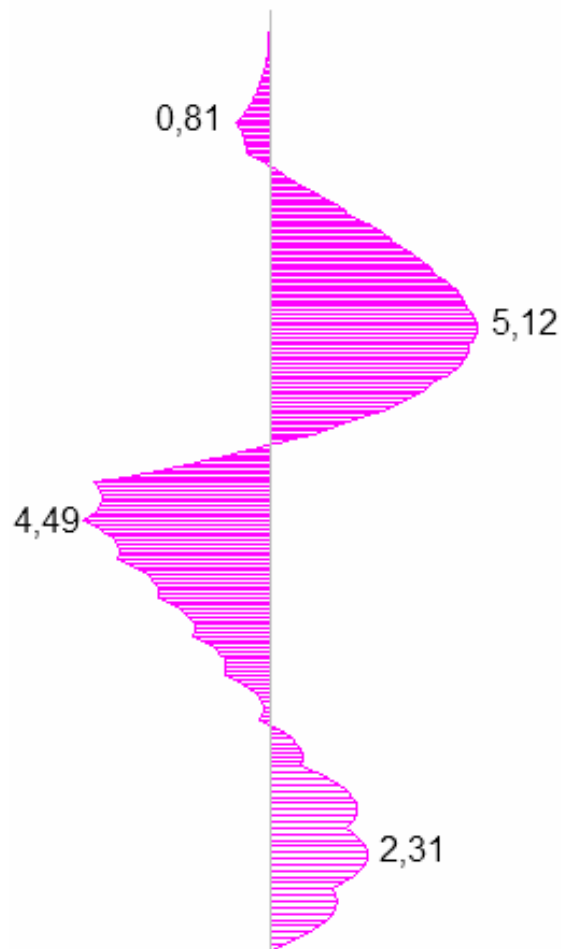


Рис. 61. Осредненная эпюра изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м

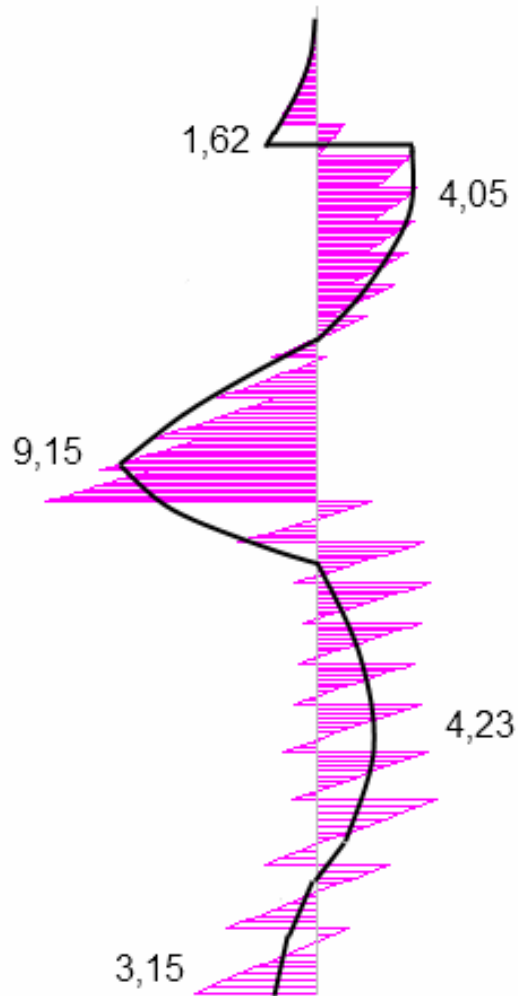


Рис. 62. Осредненная эпюра поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс

За счет введения искусственным способом в расчетную схему упругих связей, для моделирования совместной работы грунтового массива и шпунтового ограждения, эпюра изгибающего момента, а также эпюра поперечной силы в большей степени имеют некоторые скачки. На рисунке 62 также показана выровненная эпюра поперечной силы в шпунтовом ограждении.

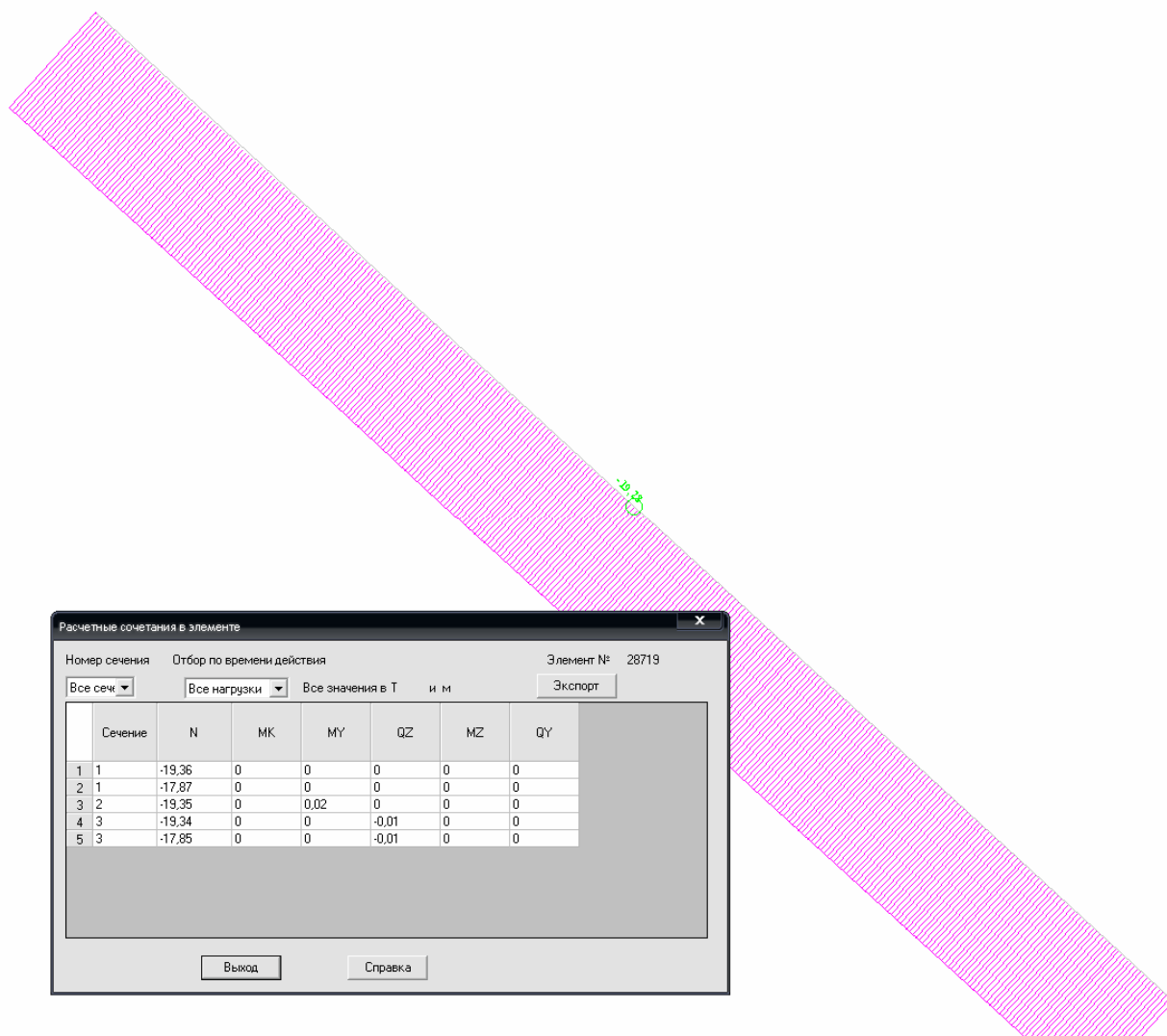


Рис. 63. Эпюра продольной силы и сочетания усилий в подкосной системе, тс

Для наглядности приведем результаты расчетов к табличной форме. Результаты линейного расчета представлены в табл. 8.

Табл. 8. Результаты линейного расчета подкосной системы

Анализируемый параметр Тип расч. модели	Максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное вертикальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс	Максимальное значение продольной силы в подкосной системе, тс
Модель глубокого котлована с подкосным креплением	15,44	18,45	5,12	9,15	-19,36

2.4. Расчет модели глубокого котлована с креплением стенок по технологии «Стена в грунте» в BK SCAD

2.4.1. Моделирование ограждения котлована по технологии «Стена в грунте»

Разработка котлована будет осуществляться до 5 м ниже отметки грунтовых вод. При осушении котлована необходимо исключить снижение уровня подземных вод ниже отметки подошвы существующих фундаментов, поскольку такое понижение приводит к дополнительному уплотнению песчаных грунтов за счет снятия взвешивающего действия воды и выносу частиц грунта из пылеватых песков (механическая суффозия). Для исключения этих негативных явлений по периметру котлована должно быть устроено ограждение, прорезающее водопроницаемые слои грунта и погружаемое в слой относительного водоупора на глубину не менее 1 м.

Кровля водоупоров (моренные отложения) находится на глубине порядка 30 м. На стадии производства работ нулевого цикла в качестве относительных водоупоров могут быть рассмотрены озерно-ледниковые пылевато-глинистые отложения, а также пески пылеватые плотные с прослоями супеси с малым коэффициентом фильтрации (ИГЭ-7, 8,10.1). Ограждение должно прорезать толщу песчаных отложений ИГЭ-6. Таким образом, глубина погружения ограждения должна составлять не менее 12 м.

В качестве ограждения рассматриваемого котлована в третьем расчетном случае принято ограждение, выполненное открытым способом по технологии «стена в грунте» [67].

Сущность технологии «стена в грунте» заключается в том, что в грунте устраивают выемки и траншеи различной конфигурации в плане, в которых возводят ограждающие конструкции подземного сооружения из монолитного или сборного железобетона, затем под защитой этих конструкций разрабатывают внутреннее фунтовое ядро, устраивают днище и воздвигают внутренние конструкции.

В отечественной практике применяют несколько разновидностей метода «стена в грунте»:

- *Свайный*, когда ограждающая конструкция образуется из сплошного ряда вертикальных буронабивных свай;
- *Траншейный*, выполняемый сплошной стеной из монолитного бетона или сборных железобетонных элементов.

В зависимости от свойств грунта и его влажности применяют два вида возведения стен — сухой и мокрый:

- *Сухой способ*, при котором не требуется глинистый раствор, применяется при возведении стен в маловлажных устойчивых грунтах.
- *Мокрым способом*, возводят стены подземных сооружений в водонасыщенных неустойчивых грунтах, обычно требующих закрепления стенок траншей от обрушения грунта в процессе его разработки и при укладке бетонной смеси. При этом способе в процессе работы землеройных машин устойчивости стенок выемок и траншей достигают заполнением их глинистыми растворами (суспензиями) с тиксотропными свойствами. Тиксотропность — важное технологическое свойство

дисперсной системы восстанавливать исходную структуру, разрушенную механическим воздействием. Для глинистого раствора это способность загустевать в состоянии покоя и предохранять стенки траншей от обрушения, но и разжижаться от колебательных воздействий.

В выемках, отрытых до необходимых глубины и ширины под глинистым раствором, этот раствор постепенно замещают, используя в качестве несущих или ограждающих конструкций монолитный бетон, сборные элементы, различного рода смеси глины с цементом или другими материалами.

В нашем случае принят траншейный мокрый способ возведения ограждения глубокого котлована по технологии «стена в грунте», шириной 600мм. Технология возведения ограждения глубокого котлована по технологии «стена в грунте» представлена на рис 64.

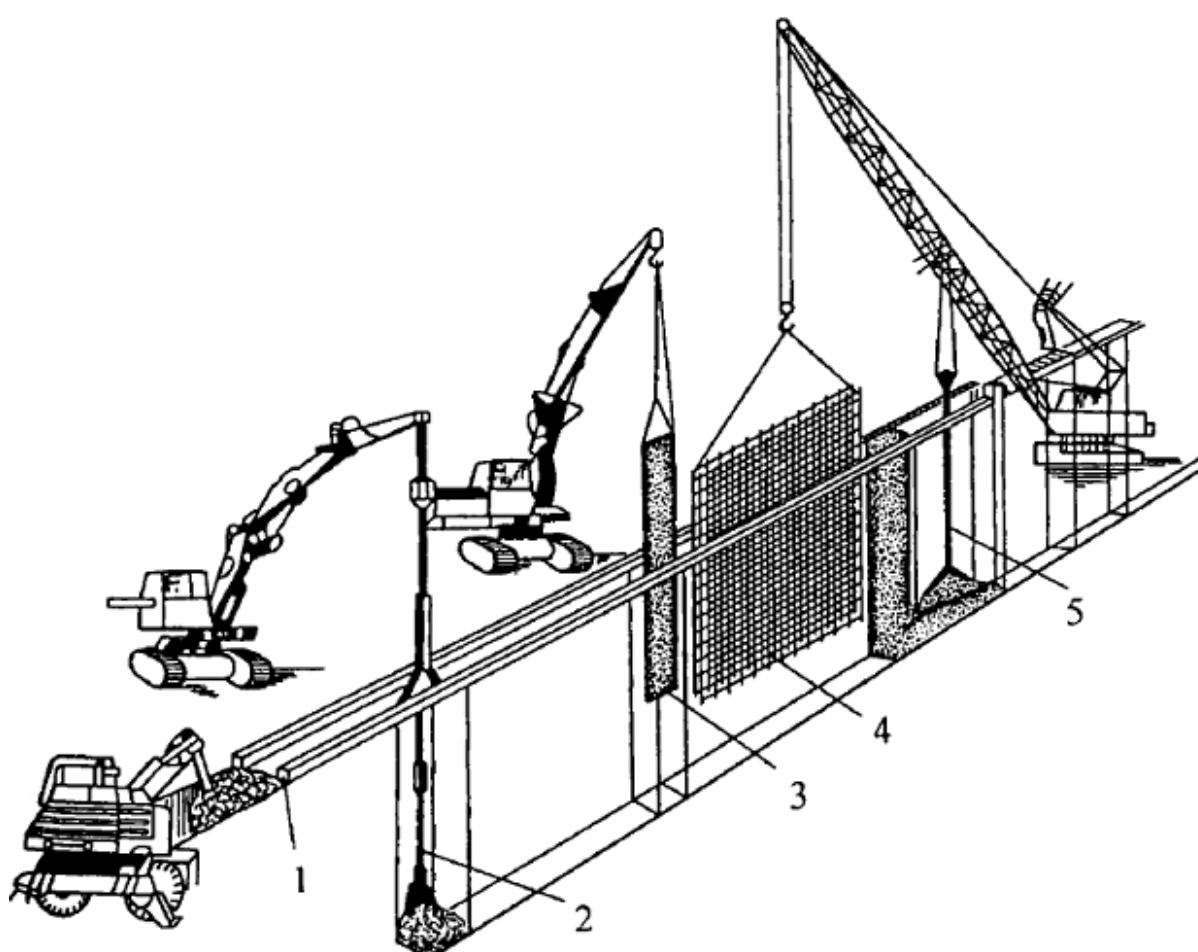


Рис. 64. Технология возведения ограждения глубокого котлована по технологии «стена в грунте»

1—устройство форшахты (укрепление верха траншеи); 2 — рытье траншеи на длину захватки; 3 — установка ограничителей (перемычек между захватками); 4 — монтаж арматурных каркасов; 5 — бетонирование на захватке методом вертикально перемещаемой трубы

Возведения ограждения по технологии «стена в грунте» можно разделить на несколько основных этапов:

- 1) Забуривание торцевых скважин на захватке;
- 2) Разработка траншеи участками или последовательно на всю длину при постоянном заполнении открытой полости бентонитовым раствором, с ограничителями, разделяющими траншею на отдельные захватки;
- 3) Монтаж на полностью отрытой захватке арматурных каркасов и опускание на дно траншеи монолитных труб;
- 4) Укладка бетонной смеси методом *вертикально перемещаемой трубы* с вытеснением глинистого раствора в запасную емкость или на соседний, разрабатываемый участок траншеи.

В BK SCAD ограждение, выполненное по технологии «стена в грунте», смоделировано с помощью оболочки, состоящей из 4-х угольных конечных элементов (элемент типа 44). Жесткость оболочечного элемента принята: модуль упругости и коэффициент Пуассона приняты для бетон В20, толщина оболочки 0,6 м.

Совместная работа ограждения, выполненного по технологии «стена в грунте», и грунтового массива в BK SCAD смоделирована граничными условиями на стыке, следующим образом: объемные элементы, примыкающие к стержням удалены и заменены упругими связями (элемент типа 55), жесткость которых задана в зависимости от модуля упругости удаленных объемных элементов. Задание упругих связей на расчетную модель представлена на рис.66.

На узлы упругих связей наложены связи по направлению Z для предотвращения смещения стержней шпунта по данному направлению и сохранения условий плоской задачи.

Внедренная в грунтовой массив модель ограждения, возведенного по технологии «стена в грунте» по принципу работы является консольной защемленной на одном конце гибкой стенкой. Из экономических соображений конструкция ограждения глубокого котлована принята без дополнительных фиксирующих систем.

Совместную модель грунтового массива и ограждения, выполненного по технологии «стена в грунте» см. рис.65.

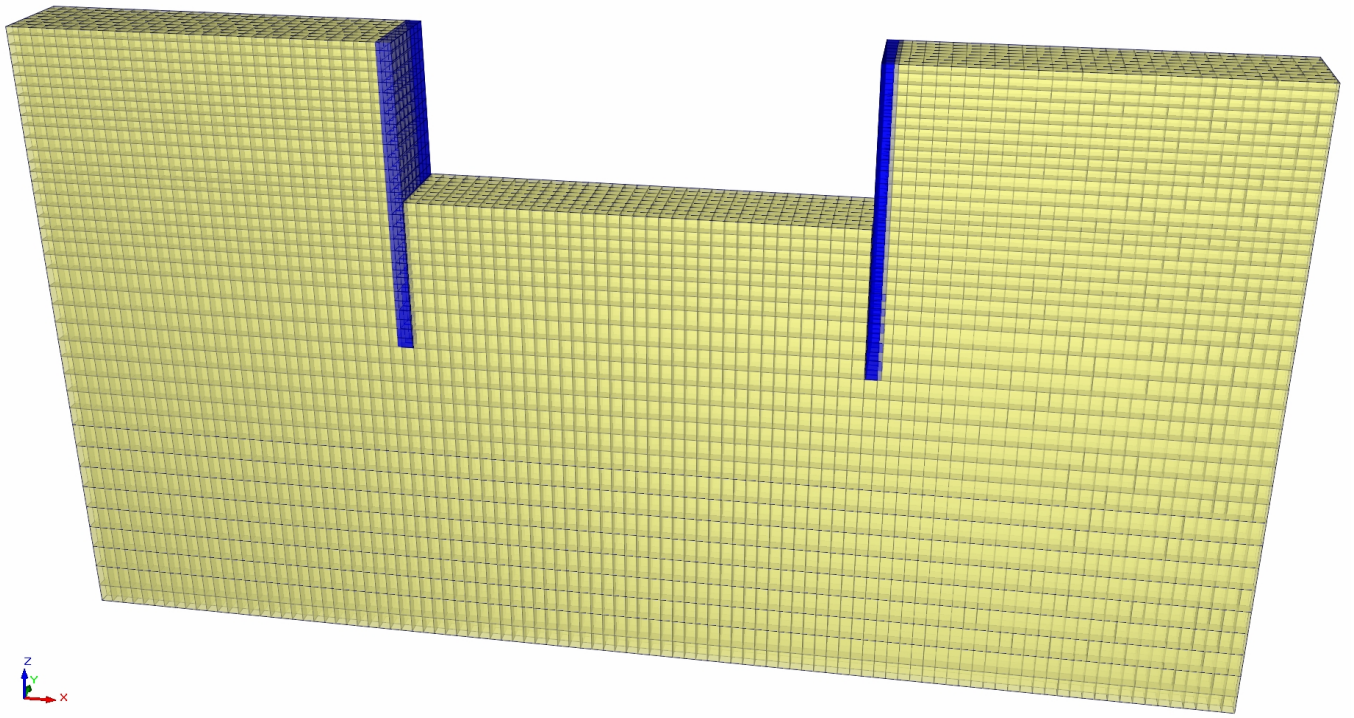


Рис. 65. Совместная модель грунтового массива и ограждения, выполненного по технологии «стена в грунте»

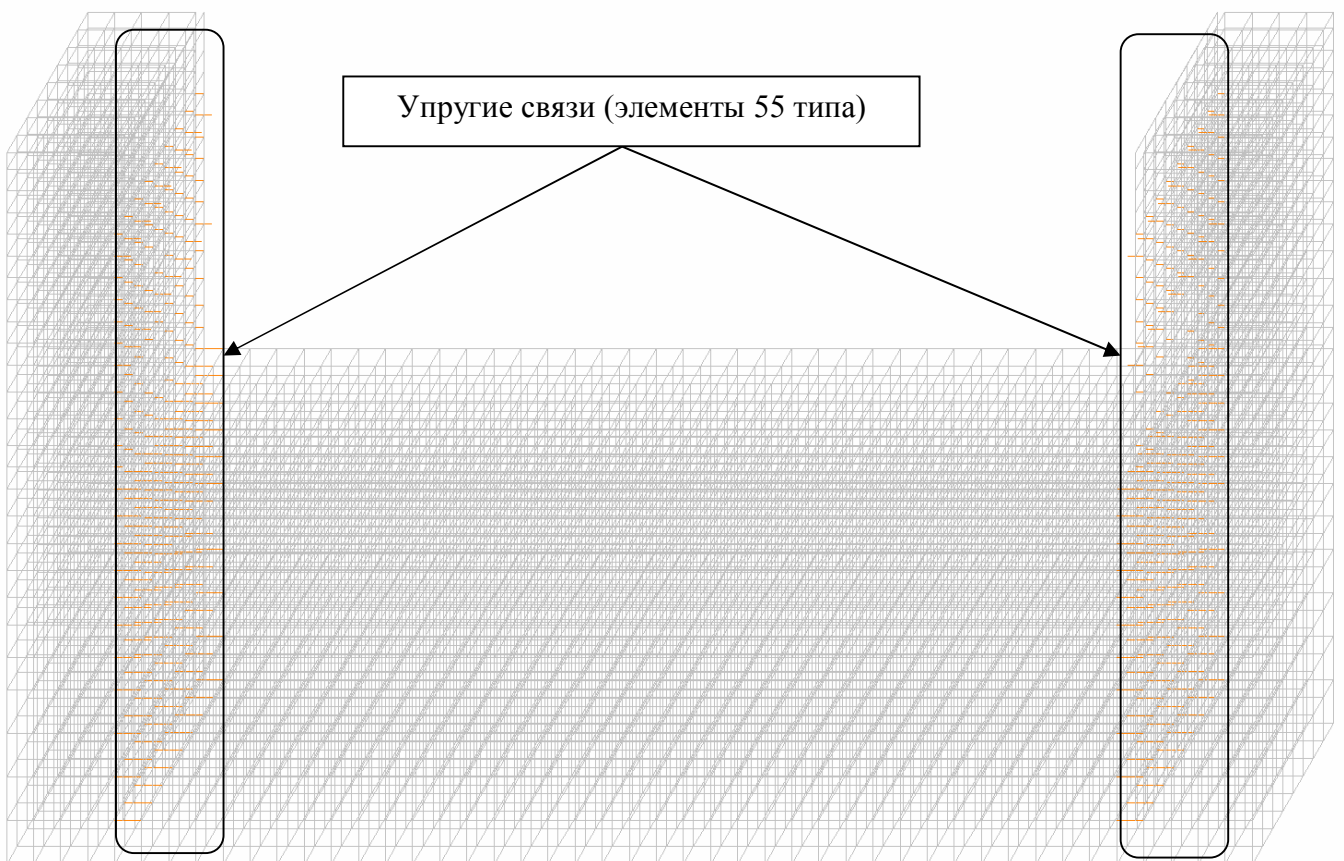


Рис. 66. Задание упругих связей на расчетную модель

2.4.2. Сбор нагрузок на расчетную модель

Нагрузки и воздействия на расчетную модель глубокого котлована определены согласно СНиП 2.01.07-85*[47]. В расчётном комплексе SCAD прикладываются полные расчётные нагрузки. С помощью комбинации загружений и модуля PCY учитывается система коэффициентов для расчета по I и II группам предельных состояний. Значения принятых нагрузок и коэффициентов представлены в табл.9.

Табл. 9. Нагрузки и воздействия

Тип нагрузки	P_n	γ_f	P	$K_{длит}$	K_1	K_2
Постоянные:						
• с.в. грунтового массива и конструкций	SCAD*	1,15	SCAD*	-	1	0,87
• Давление грунтовых вод	1000*z кг/пм	1,1	1100*z кг/пм	-	1	0,91
Временные:						
- длительного действия:						
• с.в. строительных машин и оборудования	1650 кг/м2	1,2	2000 кг/м2	-	0,95	0,79

Примечание: SCAD* - нагрузка определяется программным комплексом автоматически;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

P – расчетное значение нагрузки, кгс/м2 (кроме оговоренных);

$K_{длит}$ – коэффициент перехода от полных значений кратковременной нагрузки к пониженным значениям временной нагрузки длительного действия (доля длительности);

K_1 – коэффициенты для комбинации #1, определяющие расчетные значения нагрузок с учетом понижающих коэффициентов сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок (для расчётов по I группе предельных состояний);

K_2 - коэффициенты для комбинации #2, определяющие нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

Собственный вес грунтового массива и конструкций включает в себя собственный вес грунта и конструкций, при этом активное и пассивное давление грунта, действующее на ограждение глубокого котлована определяется расчетным комплексом автоматически. Задание собственного веса грунтового массива представлено на рис. 67.

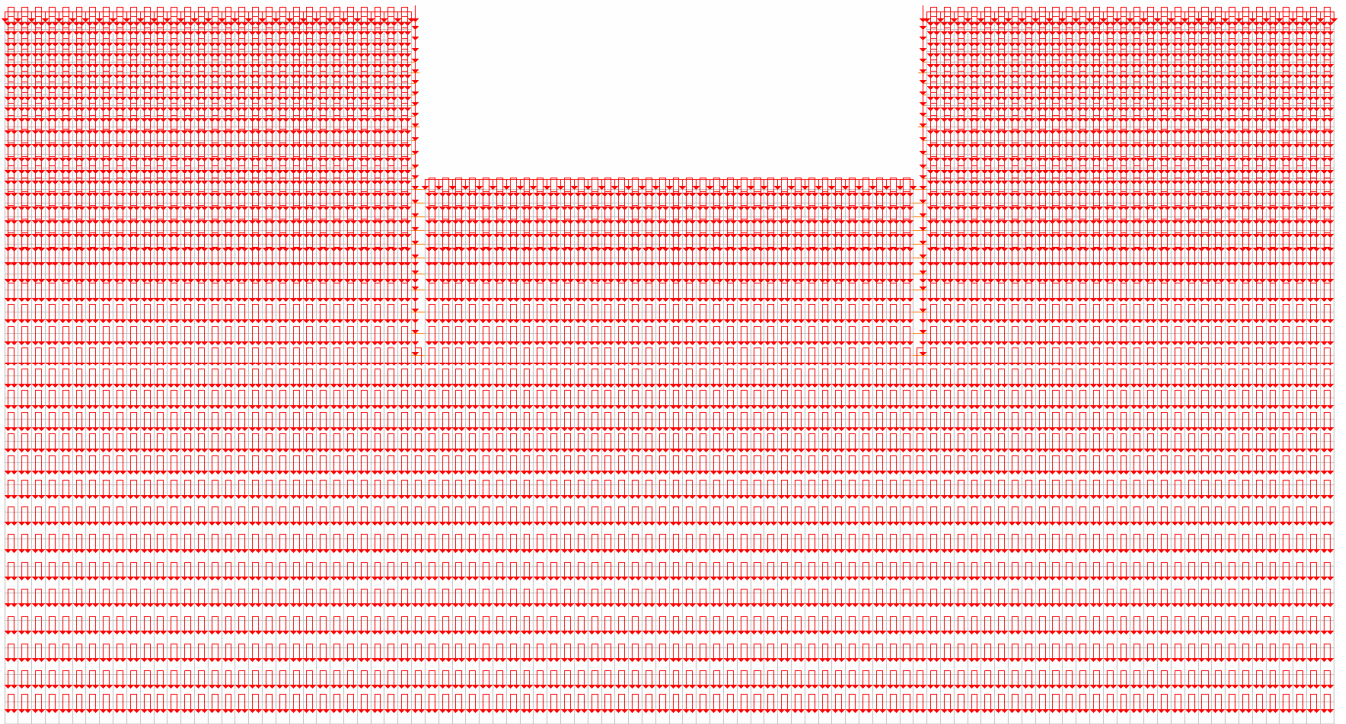


Рис. 67. Собственный вес грунтового массива и конструкций

Грунтовые воды залегают на глубине 1,0м. Таким образом с отметки -1,0 м относительно кромки котлована и до относительной отметки -11,3 м на шпунтовое ограждение действует столб воды. С относительной отметки -11,3 м до -12,3 м – столб воды не действует, т.к. последний метр ограждения находится в грунте с низким коэффициентом фильтрации и является относительным водоупором согласно п. 1.4.1. настоящей работы. Задание давления грунтовых вод на ограждение котлована, выполненного по технологии «стена в грунте» представлено на рис. 68

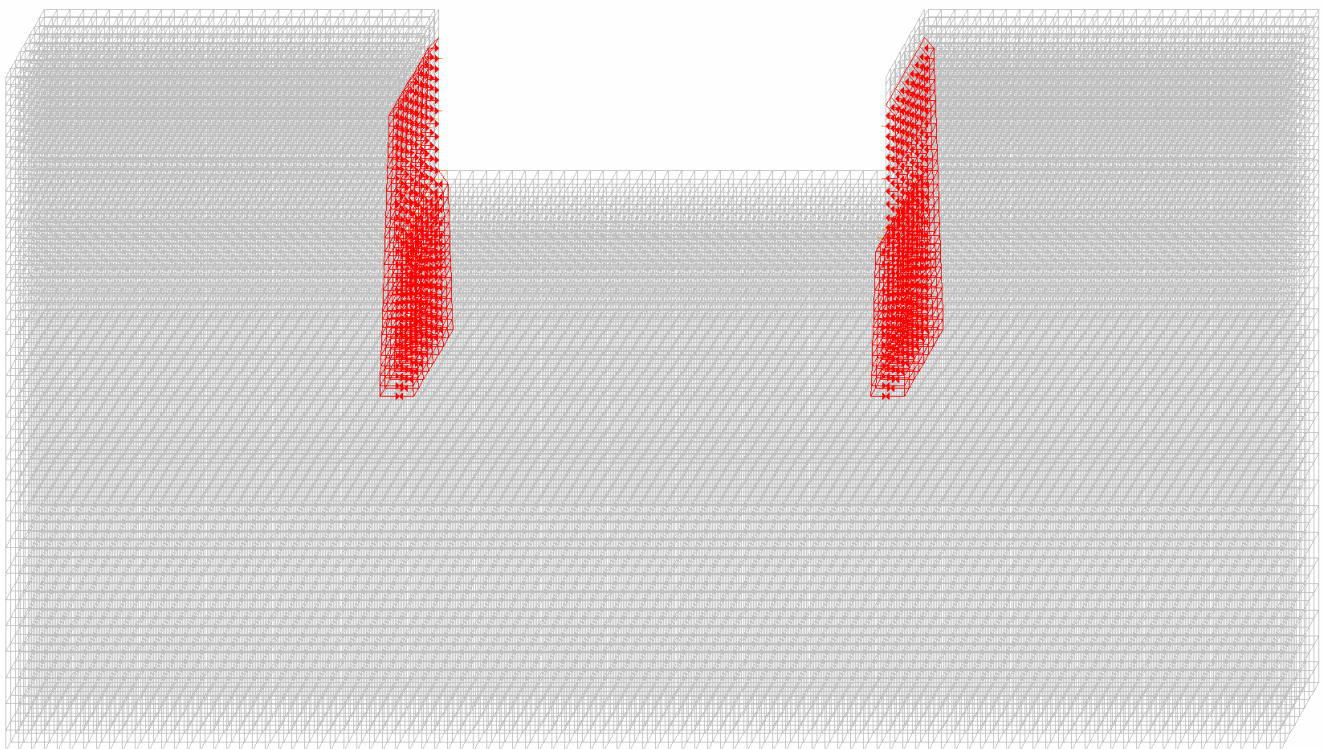


Рис.68. Давление грунтовых вод на шпунтовое ограждение

Нагрузка от строительных машин и оборудования задана как равномерно-распределенная по площади бровки котлована. При этом расстояния от края бровки до первого узла приложения нагрузки составляет 1,0м. Задание нагрузки от строительных машин и оборудования представлено на рис. 69.

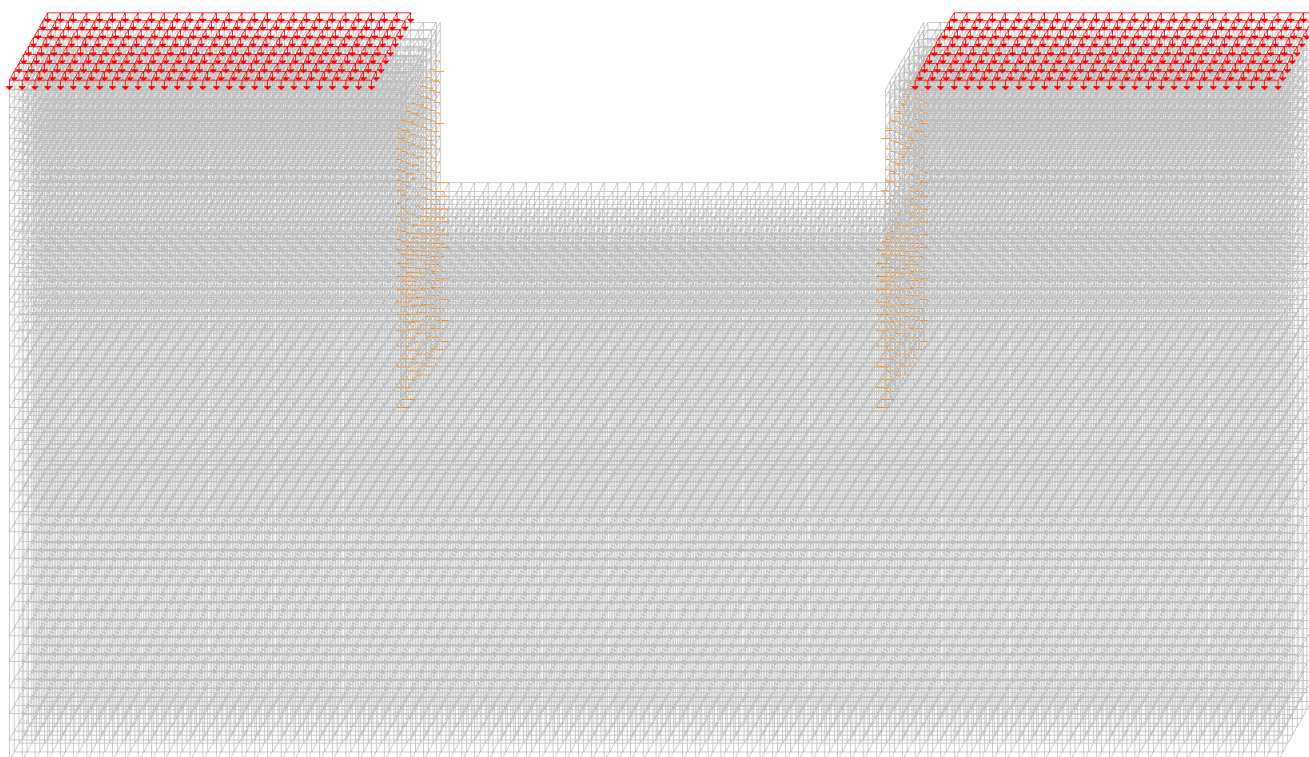


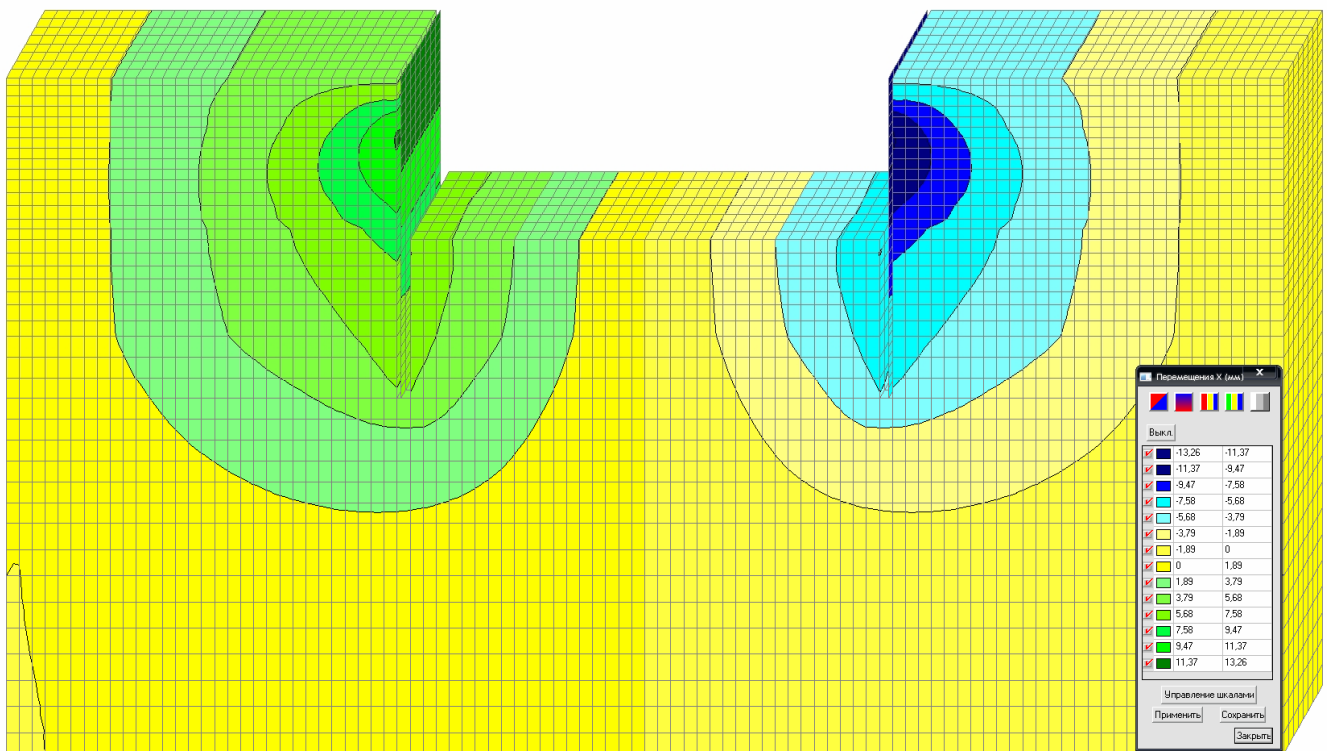
Рис. 69. Нагрузка от строительных машин и оборудования

2.4.3. Анализ результатов линейного расчета

При расчете приняты следующие допущения:

- Не учитывается нелинейность работы грунтового массива.
- Не учитывается трение грунта об ограждение глубокого котлована
- В расчетной схеме поверхность стенки принята абсолютно гладкой, что не соответствует действительности, а лишь создает завышение расчетного давления грунта
- Рассматривается только один участок котлована. Для того чтобы получить исчерпывающую информацию о поведении массива грунта и работе конструкции требуется проведение большого количества «плоских» расчетов с последующим сбором всех результатов в единую картину

Далее представлены результаты линейного расчета совместной конечно-элементной модели грунтового массива и ограждения глубокого котлована, выполненного по технологии «стена в грунте». Результаты линейного расчета представлены на рис.70-74.



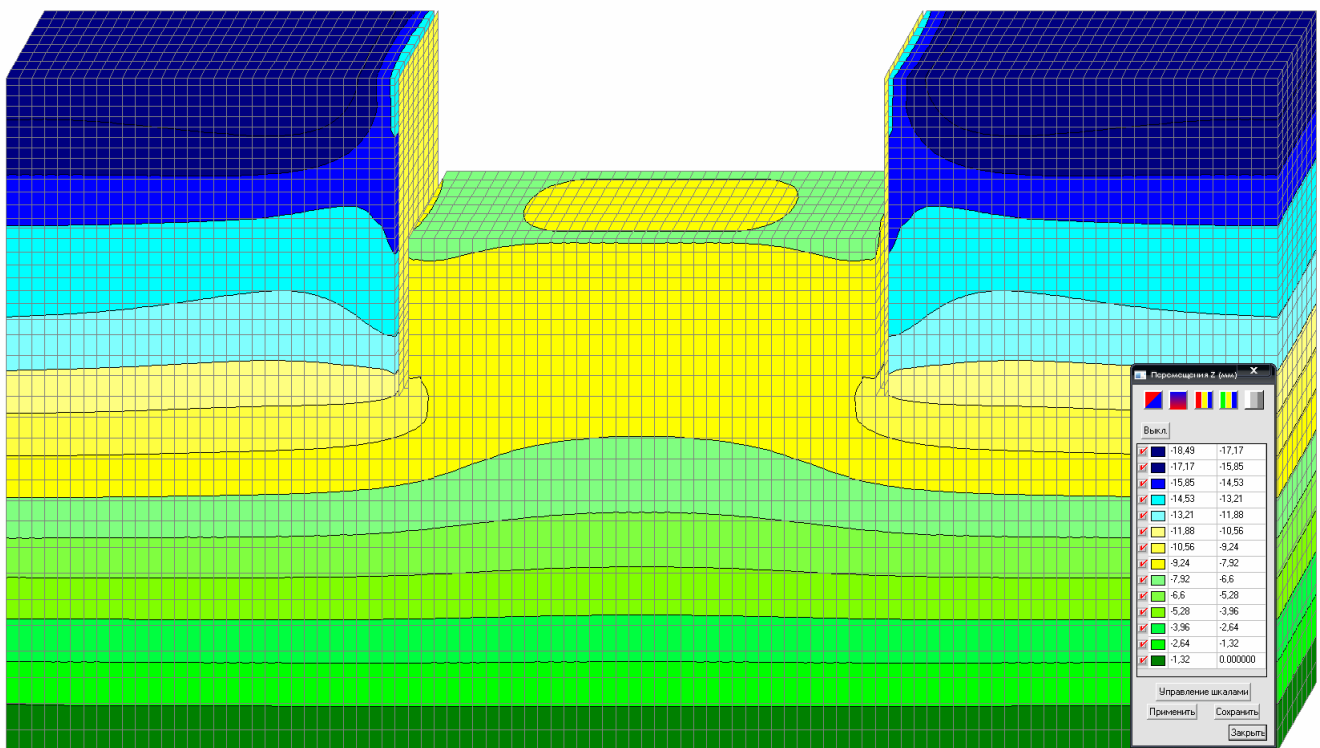


Рис. 71. Вертикальные перемещения расчетной схемы, мм

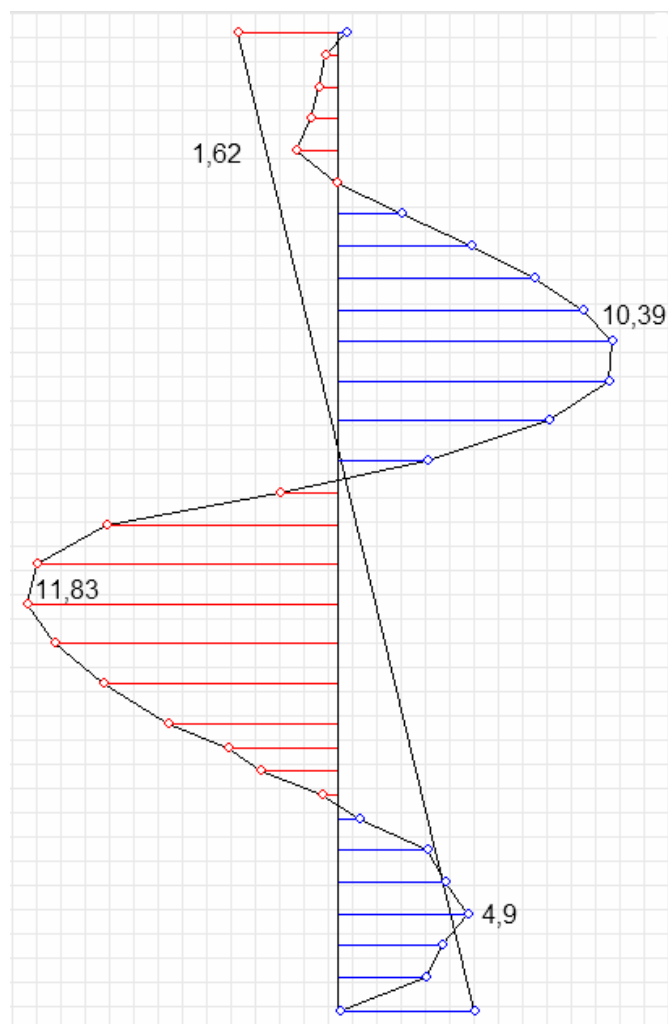


Рис. 72. Эпюра изгибающего момента в ограждении, выполненном по технологии «стена в грунте», тс*м

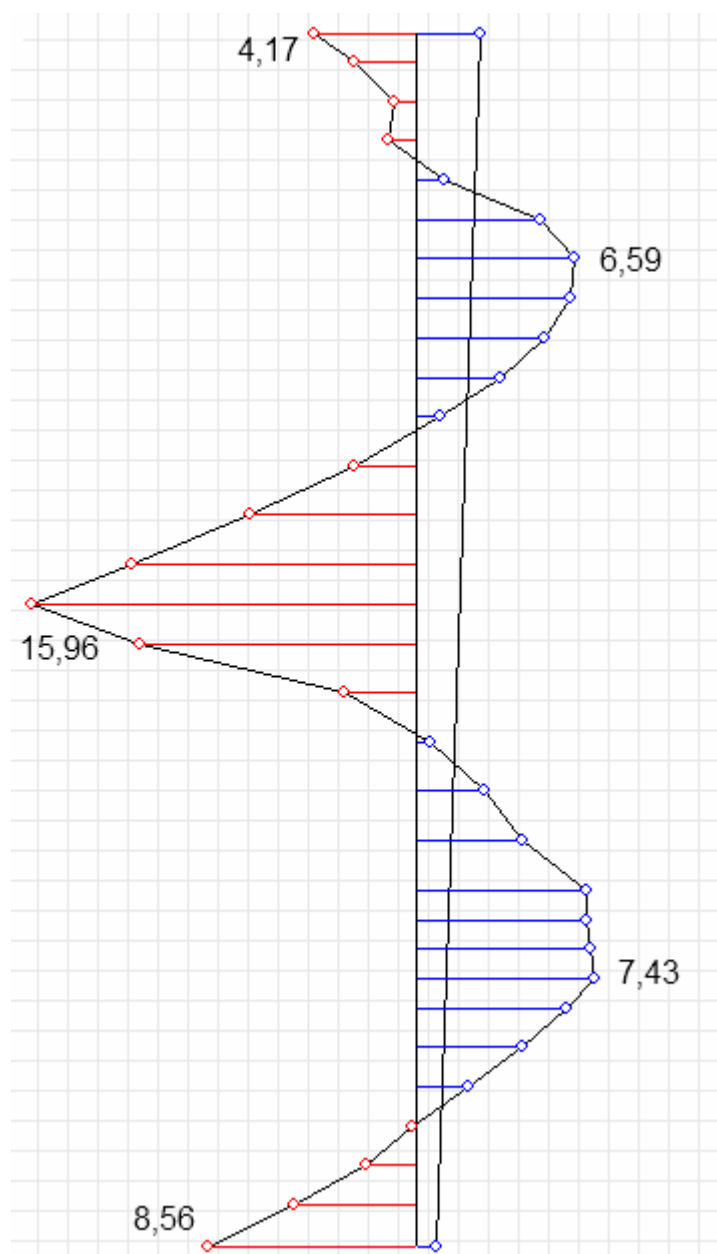


Рис. 73. Эпюра изгибающего момента в ограждении, выполненном по технологии «стена в грунте», тс*м

Для адекватности сравнительного анализа, эпюры распределения изгибающего момента, а также поперечной силы в ограждении, выполненного по технологии «стена в грунте». Сравнительно низкие горизонтальные перемещения конструкции, обусловлены выбранной толщиной, конструкции ограждения. На рисунке 74 также показана эпюра распределения нормальных напряжений в ограждении, выполненного по технологии «стена в грунте».

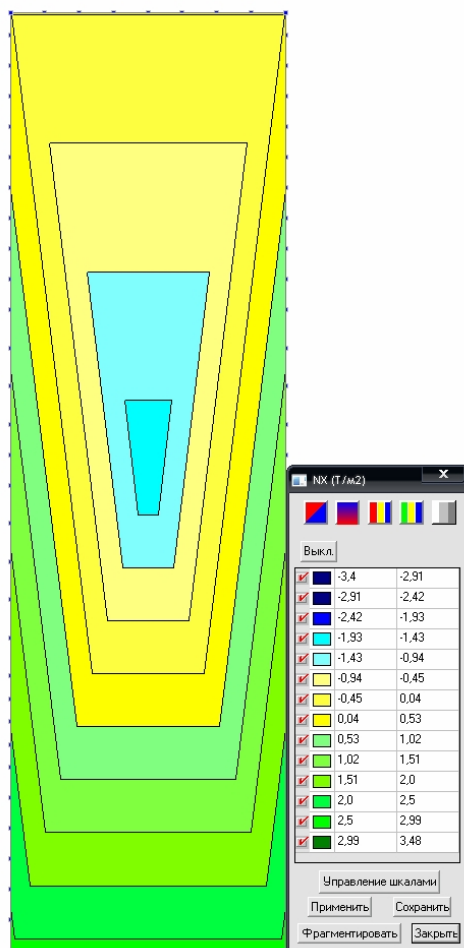


Рис. 74. Эпюра распределения нормальных напряжений в ограждении, выполненного по технологии «стена в грунте», т/м2

Для наглядности приведем результаты расчетов к табличной форме. Результаты линейного расчета представлены в табл. 10.

Табл. 10. Результаты линейного расчета ограждения «стена в грунте»

Анализируемый параметр / Тип расч. модели	Максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное вертикальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное значение изгибающего момента ограждения, выполненного по технологии «стена в грунте», тс*м	Максимальное значение поперечной силы ограждения, выполненного по технологии «стена в грунте», тс	Максимальное значение нормальных напряжений в ограждении, выполненном по технологии «стена в грунте», т/м2
Модель глубокого котлована с ограждением, выполненным по технологии «стена в грунте»	13,26	18,49	11,83	15,96	3,48

2.5. Сравнение результатов расчета с допустимыми

Сведем полученные результаты по всем трем рассмотренным случаям к табличной форме см. табл. 11.

Табл. 11. Результаты линейного расчета

Анализир. параметр Тип расч. модели	Максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное вертикальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс
Модель глубокого котлована с распорным креплением	10,45	18,28	3,77	8,73
Модель глубокого котлована с подкосным креплением	15,44	18,45	5,12	9,15
Модель глубокого котлована с ограждением, выполненным по технологии «стена в грунте»	13,26	18,49	11,83	15,96

Согласно табл. 18 п.8 СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты»[49]:

Величины предельно допустимых отклонений от вертикали верха ограждения глубокого котлована:

Для железобетонных ограждений - ±10 см

Для металлических шпунтовых ограждений - ±15 см

Полученные величины прогибов для всех трех рассмотренных вариантов шпунтового ограждения не превышают нормативного значения.

Проверка прочности шпунтовой стенки:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (26)$$

Где σ_{\max} – максимальное нормальное напряжение, возникающее в ограждение, т/м²;

M – максимальное значение изгибающего момента, т*м;

W – момент сопротивления одного метра погонного шпунтового ограждения, м³;

R_y – расчетное сопротивление стали, т/м²

γ_c – коэффициент условий работы

- 1) Проверим на прочность первый случай – модель глубокого котлована с распорным креплением:

Момент сопротивления одного метра металлического шпунта Ларсен-IV возьмем согласно табл. 3 равным 2200 см^3 .

Расчетное сопротивление стали металлического шпунта Ларсен-IV возьмем равным 240 МПа.

Коэффициент условия работы примем равным 1,0.

$$\sigma_{\max} = 3,77 \cdot 10^2 / 2200 = 0,17 \text{ т/см}^2 < 2,4 \cdot 1,0 = 2,4 \text{ т/см}^2$$

Условие выполняется. Прочность шпунтового ограждения при креплении распорками обеспечена.

- 2) Проверим на прочность второй случай – модель глубокого котлована с подкосным креплением:

Момент сопротивления одного метра металлического шпунта Ларсен-IV возьмем согласно табл. 3 равным 2200 см^3 .

Расчетное сопротивление стали металлического шпунта Ларсен-IV возьмем равным 240 МПа.

Коэффициент условия работы примем равным 1,0.

$$\sigma_{\max} = 5,12 \cdot 10^2 / 2200 = 0,23 \text{ т/см}^2 < 2,4 \cdot 1,0 = 2,4 \text{ т/см}^2$$

Условие выполняется. Прочность шпунтового ограждения при креплении распорками обеспечена.

- 3) Проверим на прочность третий случай – модель глубокого котлована с ограждением, выполненным по технологии «стена в грунте»

Момент сопротивления одного метра ограждения, выполненного по технологии стена в грунте, вычисляется по следующей формуле:

$$W = b \cdot h^2 / 6 \quad (27)$$

$$W = 100 \cdot 60^2 / 6 = 60000 \text{ см}^3.$$

Расчетное сопротивление арматуры в бетоне В20 возьмем равным 390 МПа.

Коэффициент условия работы примем равным 0,85.

$$\sigma_{\max} = 11,83 \cdot 10^2 / 60000 = 0,020 \text{ т/см}^2 < 3,9 \cdot 0,85 = 3,32 \text{ т/см}^2$$

Условие выполняется. Прочность ограждения, выполненного по технологии стена в грунте, обеспечена.

2.6. Выводы по главе

Разработана конечно-элементная модель совместной работы грунтового массива и распорного крепления стен глубокого котлована без учета физической нелинейности.

Разработана конечно-элементная модель совместной работы грунтового массива и подкосного крепления стен глубокого котлована без учета физической нелинейности.

Разработана конечно-элементная модель совместной работы грунтового массива и ограждение глубокого котлована, выполненное по технологии «стена в грунте», без учета физической нелинейности.

Разработана методика линейного расчета, различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов.

На основании линейного расчета построенных моделей определен характер силовых воздействий от комбинации нагрузок, получены деформированные схемы конструкции, а также усилия, возникающие в конструкциях крепления стен глубокого котлована. Результаты расчетов не превышают допустимые нормативные значения.

Необходима проверка адекватности разработанных моделей и полученных результатов линейного расчета в нелинейной постановке, а также по классическим методам расчета шпунтовых ограждений - Блюма-Ломейера и Э. Якоби.

3. Расчет подкосного крепления глубокого котлована методом конечно-элементного анализа с учетом физической нелинейности. Ручной расчет. Внедрение

Для оценки адекватности построенных моделей конечно-элементных моделей совместной работы грунтового массива и различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована необходимо сравнить полученные, в BK SCAD, результаты линейных расчетов с аналогичным расчетом с использованием нелинейной модели работы грунтового массива, а также по классическим методам расчета шпунтовых ограждений - Блюма-Ломейера и Э. Якоби. Сравнение результатов будет вестись для случая глубокого котлована с подкосной системой крепления стен.

В качестве инструмента для реализации расчета модели совместной работы грунтового массива и подкосного крепления стен глубокого котлована с учетом физической нелинейности принят геотехнический расчетный комплекс PLAXIS 2D[59].

Модель нелинейной работы грунтового массива принятая в программном комплексе PLAXIS - модель Кулона-Мора (*Mour-Coulomb Model*). В этой нелинейной модели используются параметры грунтов, которые представлены в табл. 2.

3.1. Расчет глубокого котлована с распорным креплением стенок в ПК PLAXIS

3.1.1. Создание модели глубокого котлована с подкосным креплением стен в ПК PLAXIS

Объектом исследования, аналогично расчетам в линейной постановке будет являться элементарный участок котлована шириной 18,7 м и глубиной 6,2 м, при этом в расчетах в ПК PLAXIS принята плоская модель котлована.

Инженерно-геологические данные представленные в табл. 2.2.2, а также на рис. 2.2.3 смоделированы в ПК PLAXIS с помощью параллельных кластеров толщиной равной мощности соответственного слоя грунта. При этом каждому слою грунта задаются следующие исходные параметры:

- γ_{unsat} – объемный вес грунта, кН/м³;
- γ_{sat} – объемный вес грунта в водонасыщенном состоянии, кН/м³;
- e_{init} – пористость грунта;
- E_{ref} – модуль упругости грунта, кН/м²;
- c_{ref} – сцепление грунта, кН/м²;
- φ – угол внутреннего трения грунта, град;
- ν – коэффициент Пуассона (принят для всех грунтов равным 0,3).

Совокупность исходных параметров, а также дополнительные параметры автоматически пересчитанные программой на основании заданных определяют нелинейную работу грунтового массива. Задание грунтовых условий в ПК PLAXIS представлено на рис. 75.

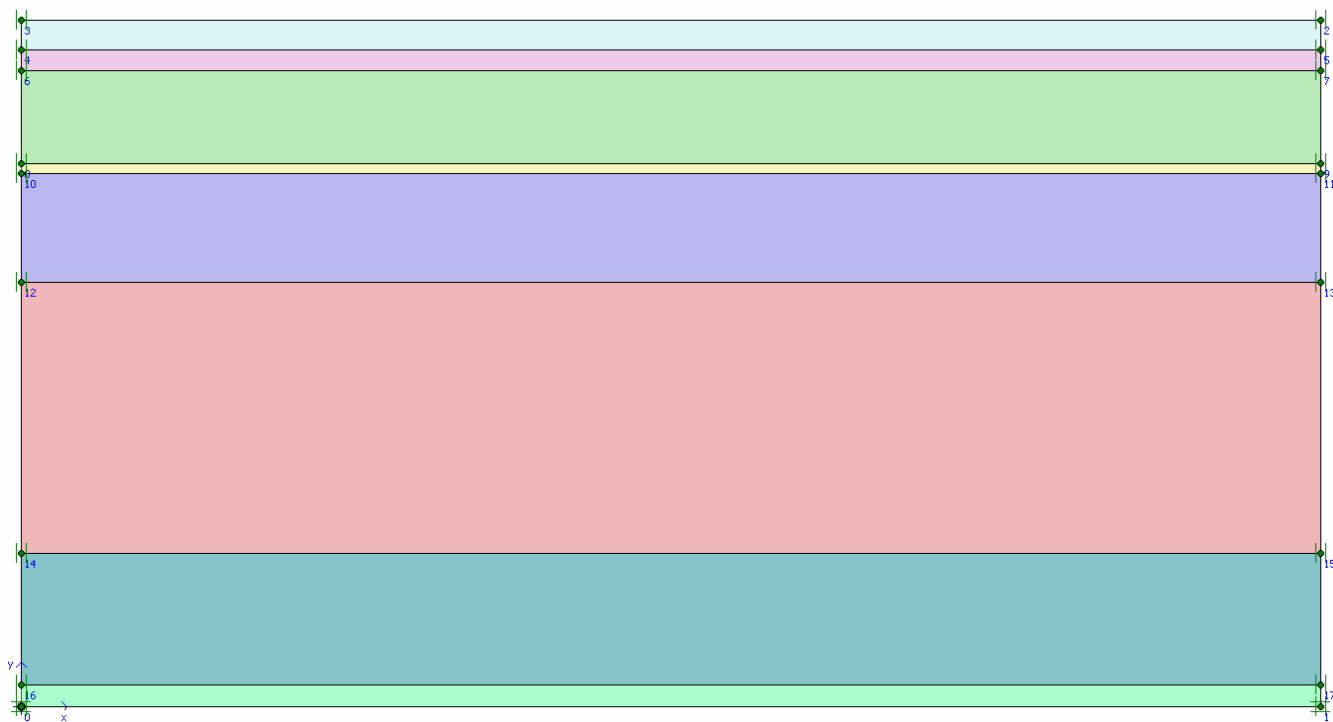


Рис. 75. Задание грунтовых условий в ПК PLAXIS

Граничные условия в ПК PLAXIS задаются автоматически. Основание модели принято в виде сплошной заделки, а вертикальные стенки ($u_x=0$; u_y =любое) - в виде шарнирно подвижных опор. Задание граничных условий представлено на рис.76, при этом шарнирно подвижные опоры представлены в виде двух вертикальных параллельных линий, а сплошная заделка – штриховкой.

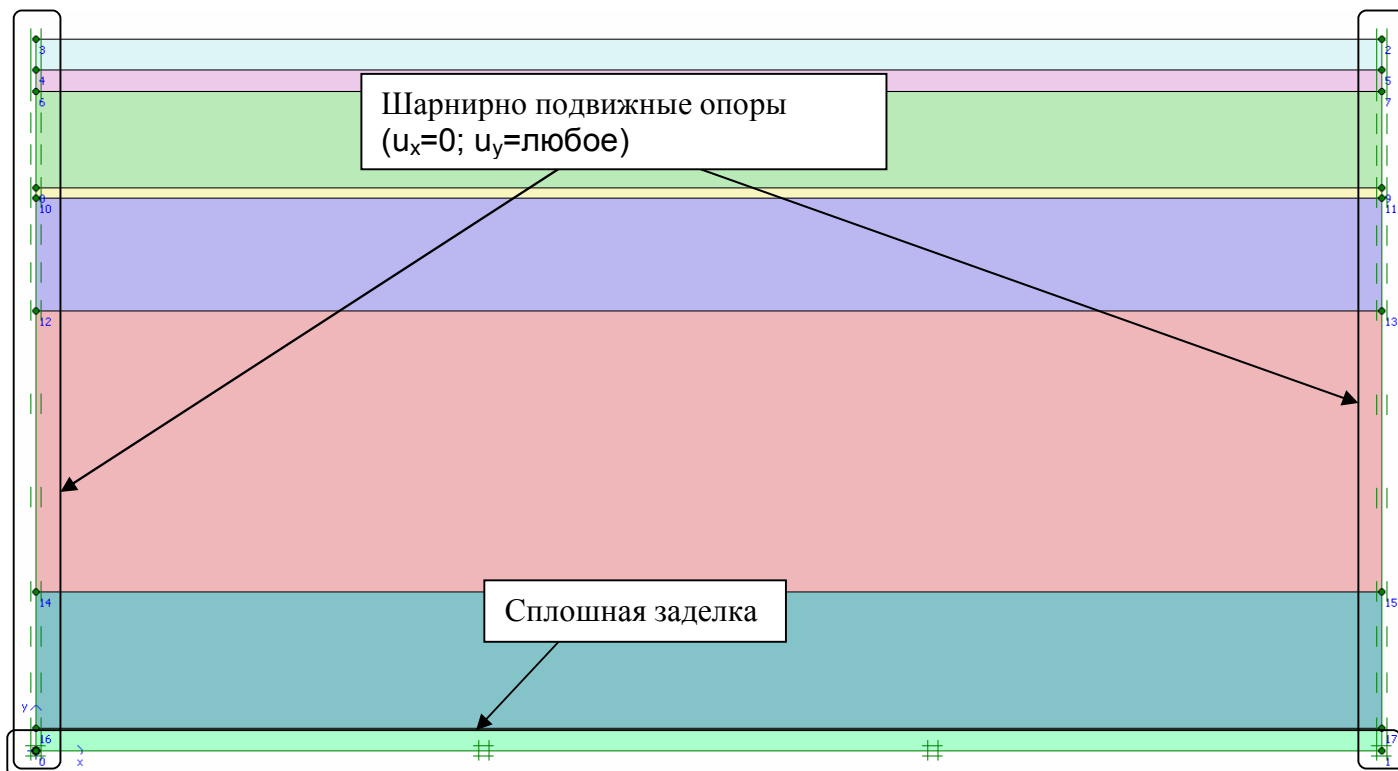


Рис. 76. Задание граничных условий в ПК PLAXIS

Шпунтовое ограждение глубокого котлована в ПК PLAXIS смоделирована диафрагмой, при этом были использованы данные, полученные программой КОНСУЛ в п. 1.2.1. Жесткостные характеристики диафрагмы приняты следующие:

- $B=1,0$ м;
- $h=0,08$ м;
- $EA= 2,1 \times 10^8 \times 0,08 \times 1 = 1,68 \times 10^7$ кН/м;
- $EI= 2,1 \times 10^8 \times 0,08^3 \times 1/12 = 8960$ кН·м².

Подкосное крепление глубокого котлована задано соответствующей функцией в ПК PLAXIS. Жесткостные характеристики подкосного крепления приняты, аналогичные расчету в ВК SCAD. Исходные параметры при задании жесткостных характеристик в ПК PLAXIS следующие:

- $L_s=6,5$ м;
- $EA=1,114 \times 10^6$ – согласно соответствующей характеристики в сортаменте металлопроката для круглого сечения 219x8 по ГОСТ 10704-91 «Трубы электросварные прямошовные»[48].

Модель грунтового массива с внедренным в нее шпунтовым ограждением и подкосной системой крепления стен представлена на рис. 77.

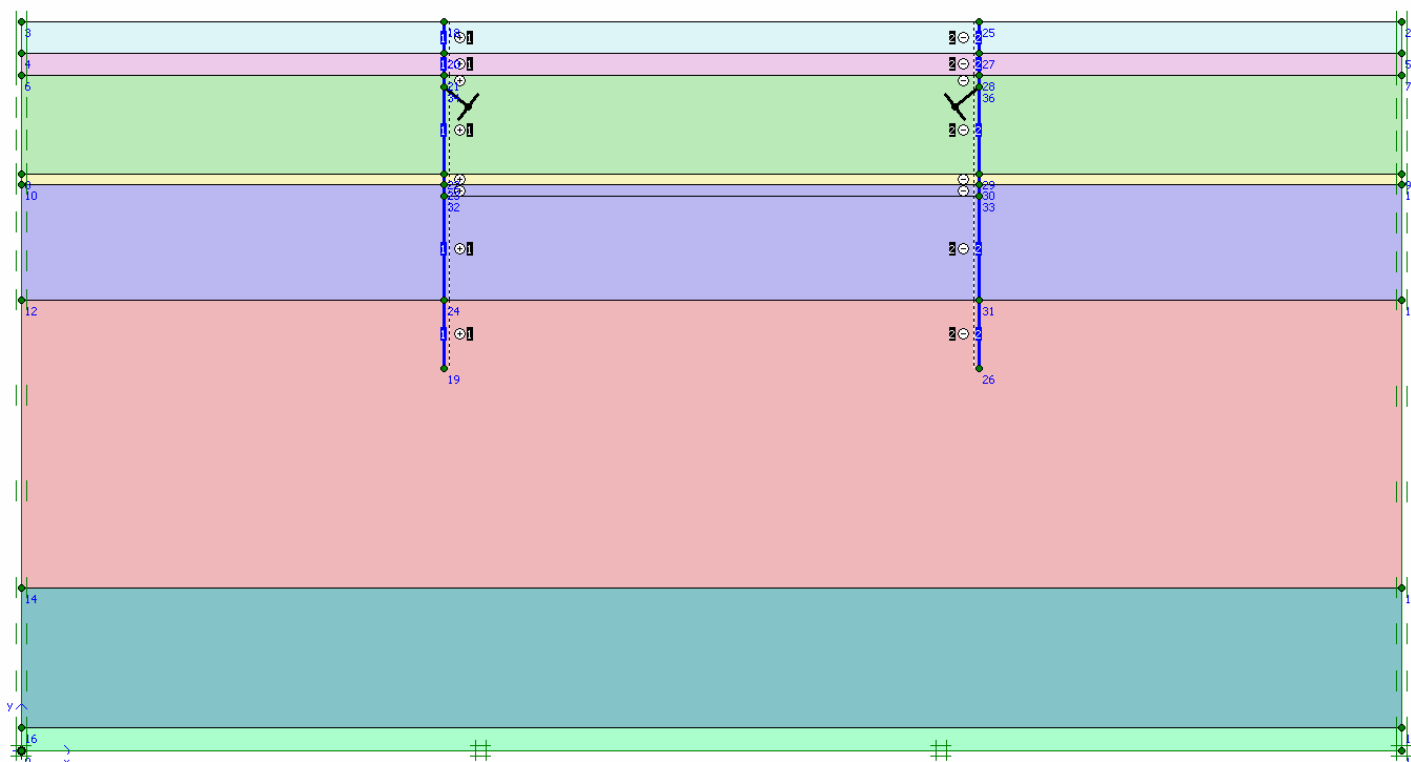


Рис. 77. Модель совместной работы грунта и подкосного крепления

Далее в работе была произведена генерация сетки конечных элементов. В нашем случае были приняты шесть узловые треугольные конечные элементы четвертого порядка. При формировании сетки, заданные грунтовые кластеры разбиваются на треугольные элементы. Принятые элементы удобно использовать при моделировании деформаций и нагрузок в грунте и осесимметричном анализе поведения массива грунта.

В угловых точках структурных элементов могут развиваться значительные градиенты дислокации. Следовательно, эти участки желательно рассматривать в более мелкой сетке по сравнению с остальными частями геометрической модели, в следствие чего было произведено сгущение сетки конечных элементов в непосредственной близости с шпунтовым ограждением глубокого котлована. Сгенерированная сетка конечных элементов представлена на рис. 78.

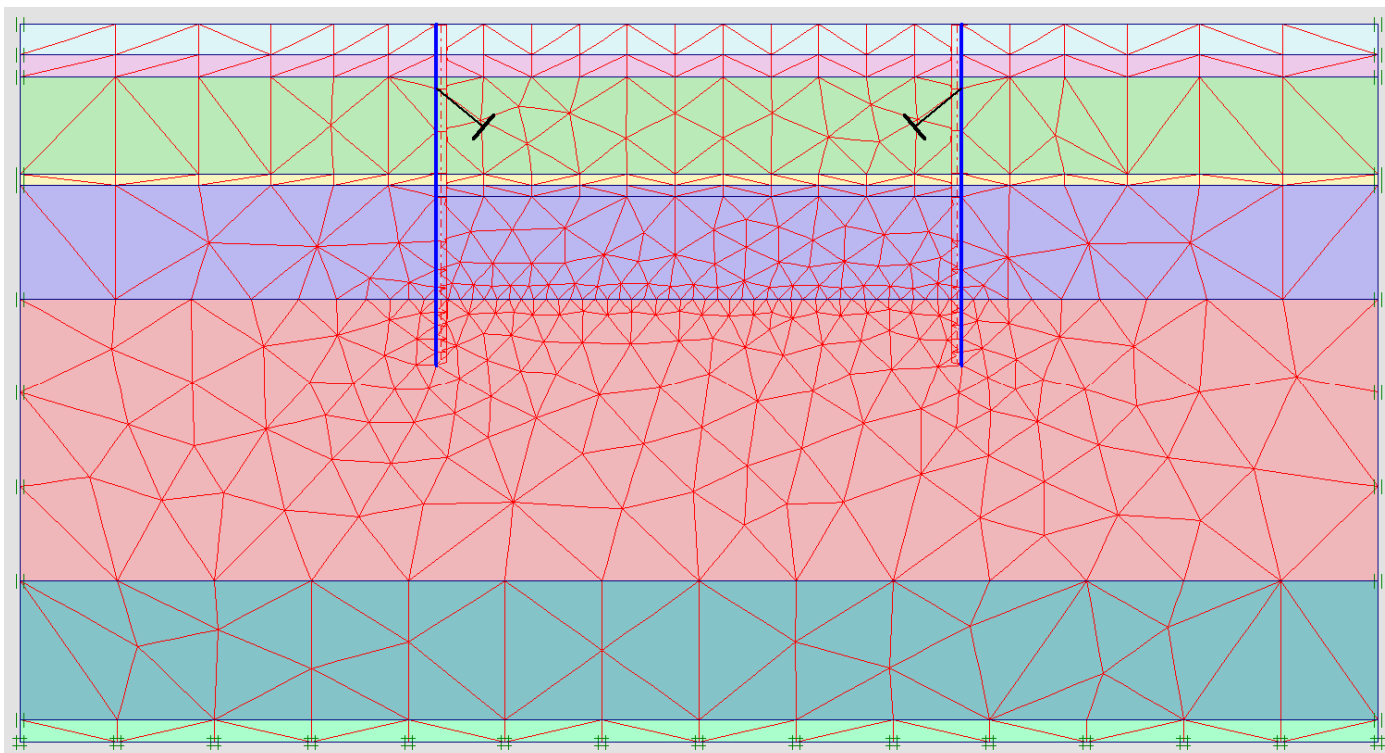


Рис. 78. Генерация сетки конечных элементов в ПК PLAXIS

3.1.2. Сбор нагрузок на расчетную схему

Нагрузки и воздействия на расчетную модель глубокого котлована в ПК PLAXIS определены согласно СНиП 2.01.07-85*[47] и аналогичны заданным нагрузкам при линейном расчете в ВК SCAD . С помощью комбинации загрузжений и модуля PCY учитывается система коэффициентов для расчета по I и II группам предельных состояний. Значения принятых нагрузок и коэффициентов представлены в табл. 12.

Табл. 12. Нагрузки и воздействия

Тип нагрузки	P_n	γ_f	P	$K_{длит}$	K_1	K_2
Постоянные:						
• с.в. грунтового массива и конструкций	PLAXIS*	1,15	PLAXIS*	-	1	0,87
• Давление грунтовых вод	PLAXIS*	1,1	PLAXIS*	-	1	0,91
Временные:						
- длительного действия:						
• с.в. строительных машин и оборудования	1650 кг/м ²	1,2	2000 кг/м ²	-	0,95	0,79

Примечание:

PLAXIS* - нагрузка определяется программным комплексом автоматически;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

P – расчетное значение нагрузки, кгс/м² (кроме оговоренных);

$K_{длит}$ – коэффициент перехода от полных значений кратковременной нагрузки к пониженным значениям временной нагрузки длительного действия (доля длительности);

K1 – коэффициенты для комбинации #1, определяющие расчетные значения нагрузок с учетом понижающих коэффициентов сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок (для расчетов по I группе предельных состояний);
K2 - коэффициенты для комбинации #2, определяющие нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

Собственный вес грунтового массива в ПК PLAXIS учитывается при построении и генерации начальных напряжений. При этом учитывается расчетное значение собственного веса грунтового массива с коэффициентом запаса 1,15, аналогично заданному в BK SCAD. Генерация начальных напряжений представлена на рис.79.

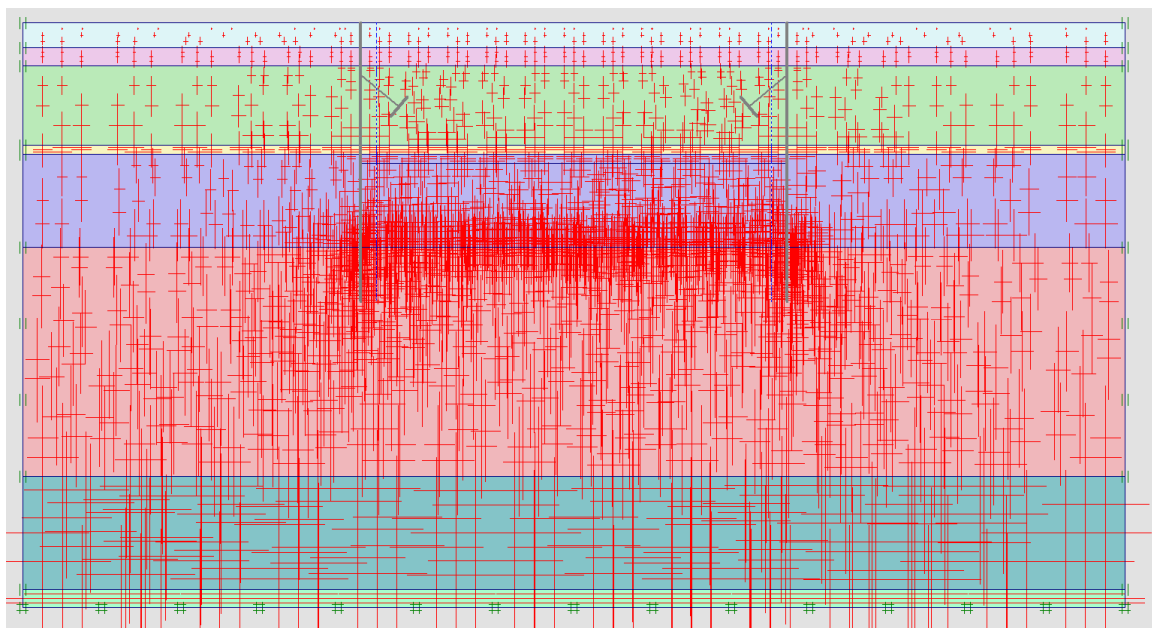


Рис. 79. Генерация начальных напряжений в ПК PLAXIS

Давление грунтовых вод на шпунтовое ограждение глубокого котлована в ПК PLAXIS также генерируется автоматически. При этом учитываются фильтрационные параметры залегающих грунтов. Генерация давления грунтовых вод представлена на рис.80.

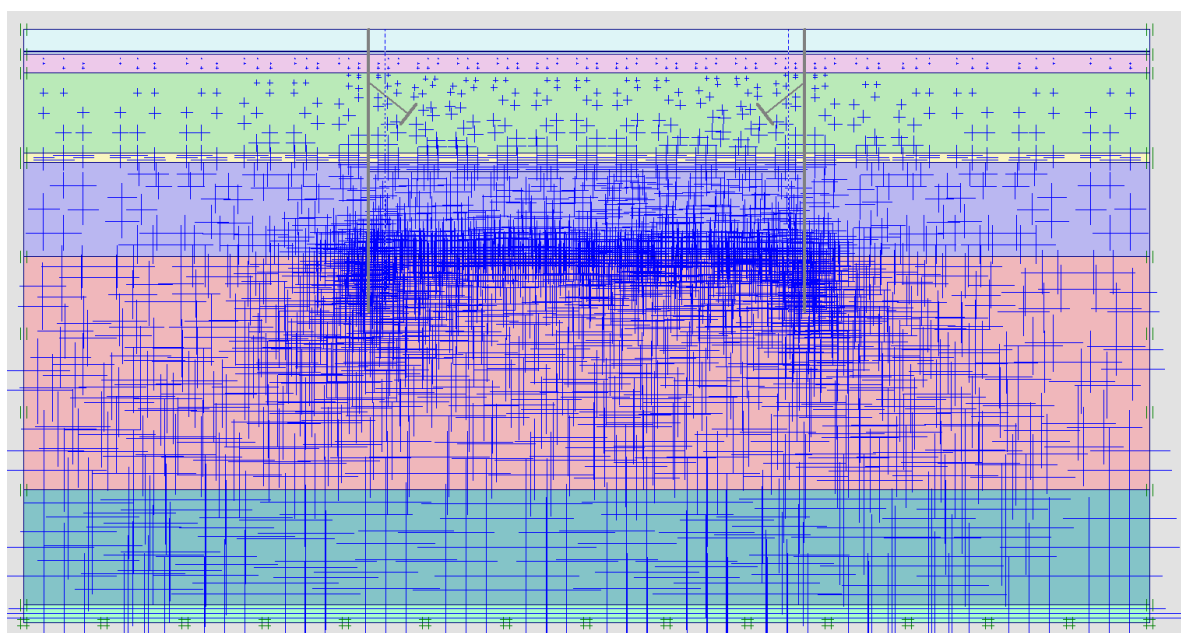


Рис. 80. Генерация давления грунтовых вод в ПК PLAXIS

Нагрузка от строительных машин и оборудования задана как равномерно-распределенная по площади бровки котлована. При этом расстояния от края бровки до первого узла приложения нагрузки составляет 1,0м. Задание нагрузки от строительных машин и оборудования представлено на рис.81.

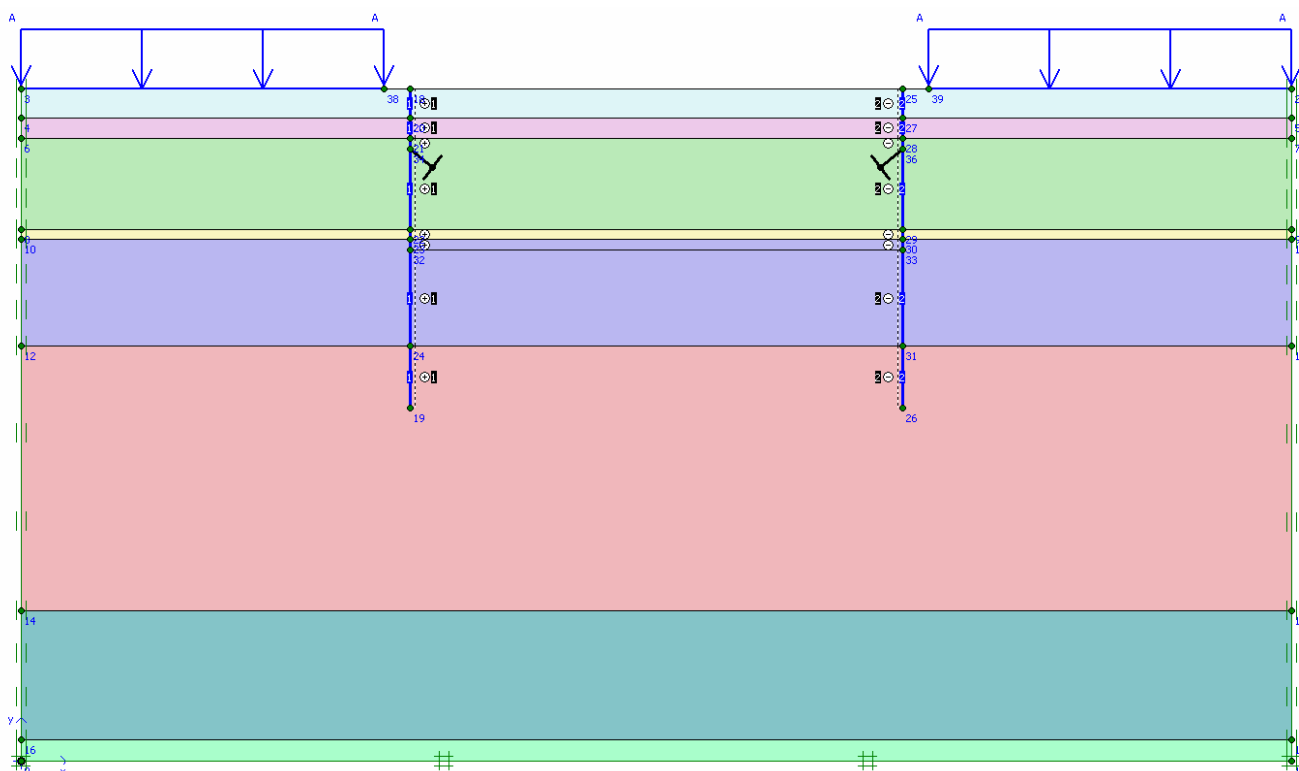


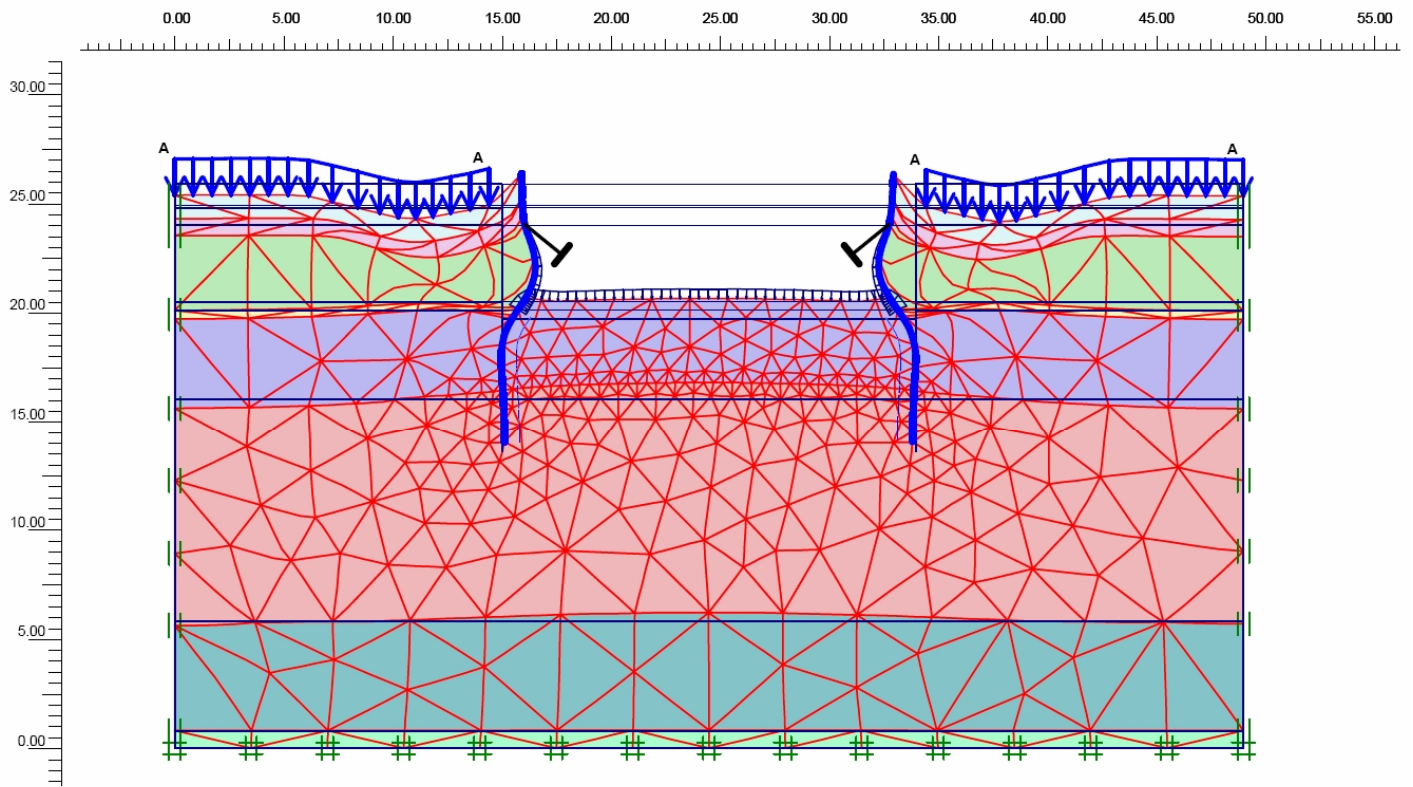
Рис. 81. Нагрузка от строительных машин и оборудования

3.1.3. Анализ результатов нелинейного расчета

При расчете приняты следующие допущения:

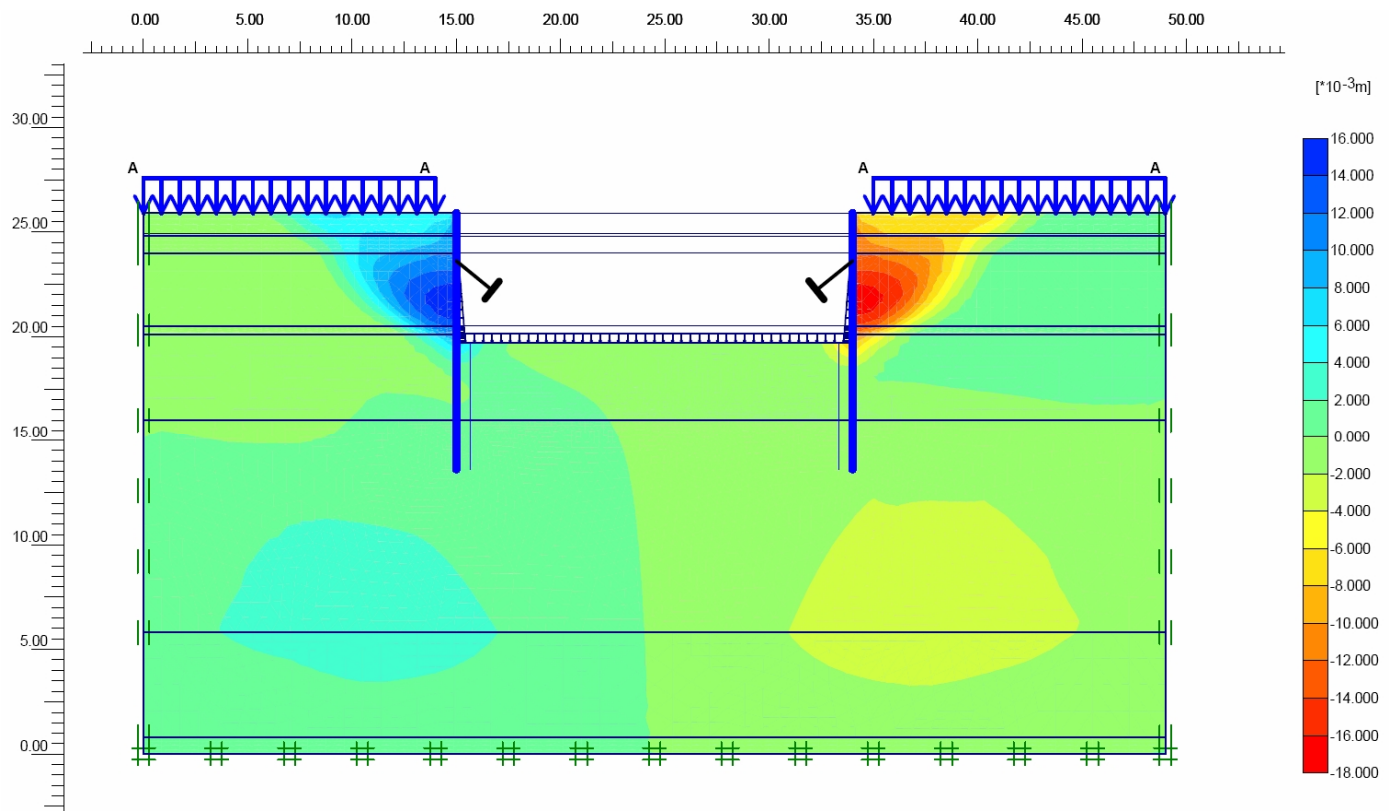
- Не учитывается трение грунта об ограждение глубокого котлована
- Рассматривается только один участок котлована. Для того чтобы получить исчерпывающую информацию о поведении массива грунта и работе конструкции требуется проведение большого количества «плоских» расчетов с последующим сбором всех результатов в единую картину

Далее представлены результаты нелинейного расчета совместной конечно-элементной модели грунтового массива и подкосного крепления шпунтового ограждения глубокого котлована. Результаты нелинейного расчета представлены на рис. 82-87.



Deformed Mesh
 Extreme total displacement $18,85 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 100,00 times)

Рис. 82. Деформированная схема, м



Horizontal displacements (Ux)
 Extreme Ux $-17,32 \cdot 10^{-3}$ m

Рис. 83. Горизонтальные перемещения расчетной схемы, м

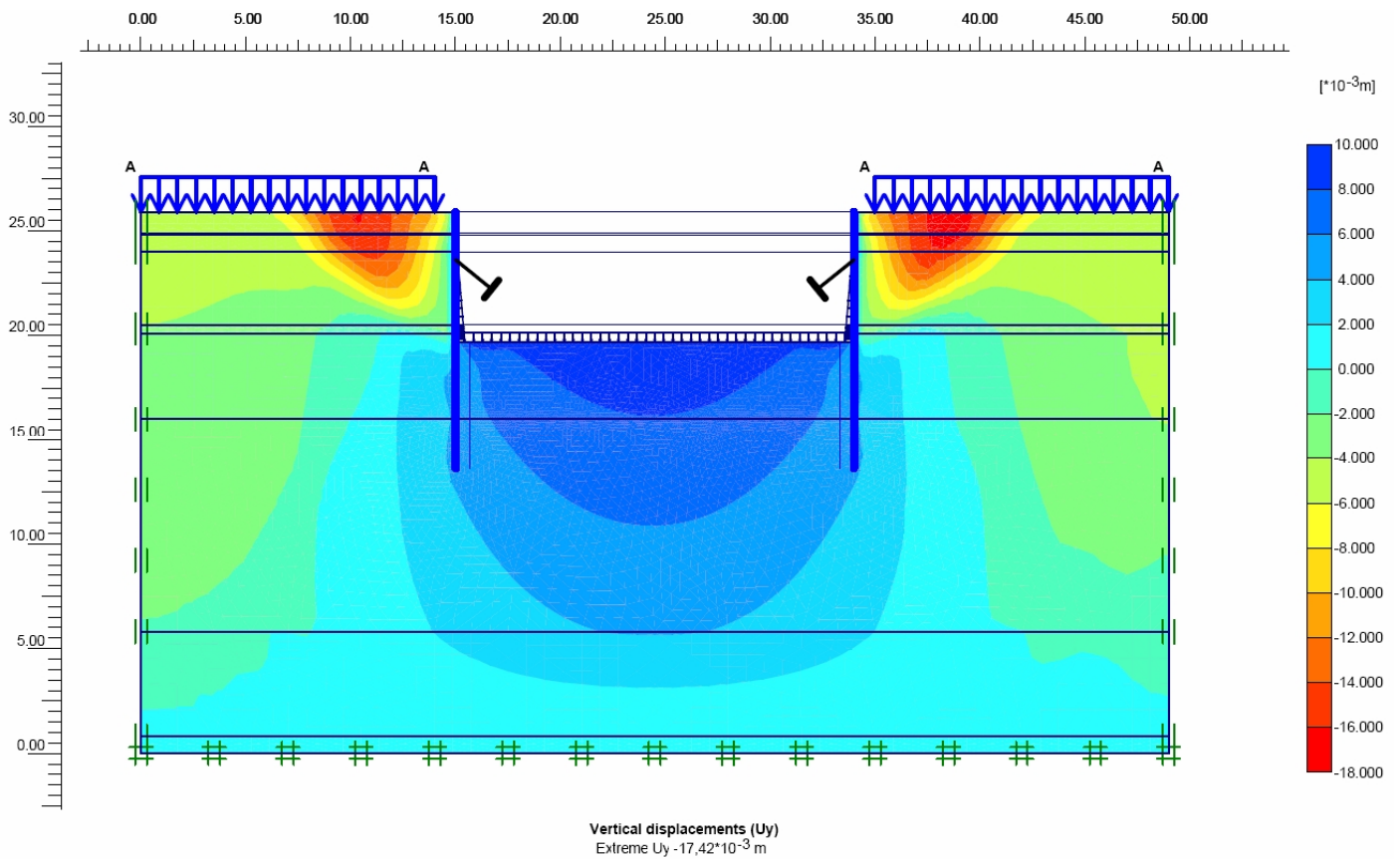


Рис. 84. Вертикальные перемещения расчетной схемы, м

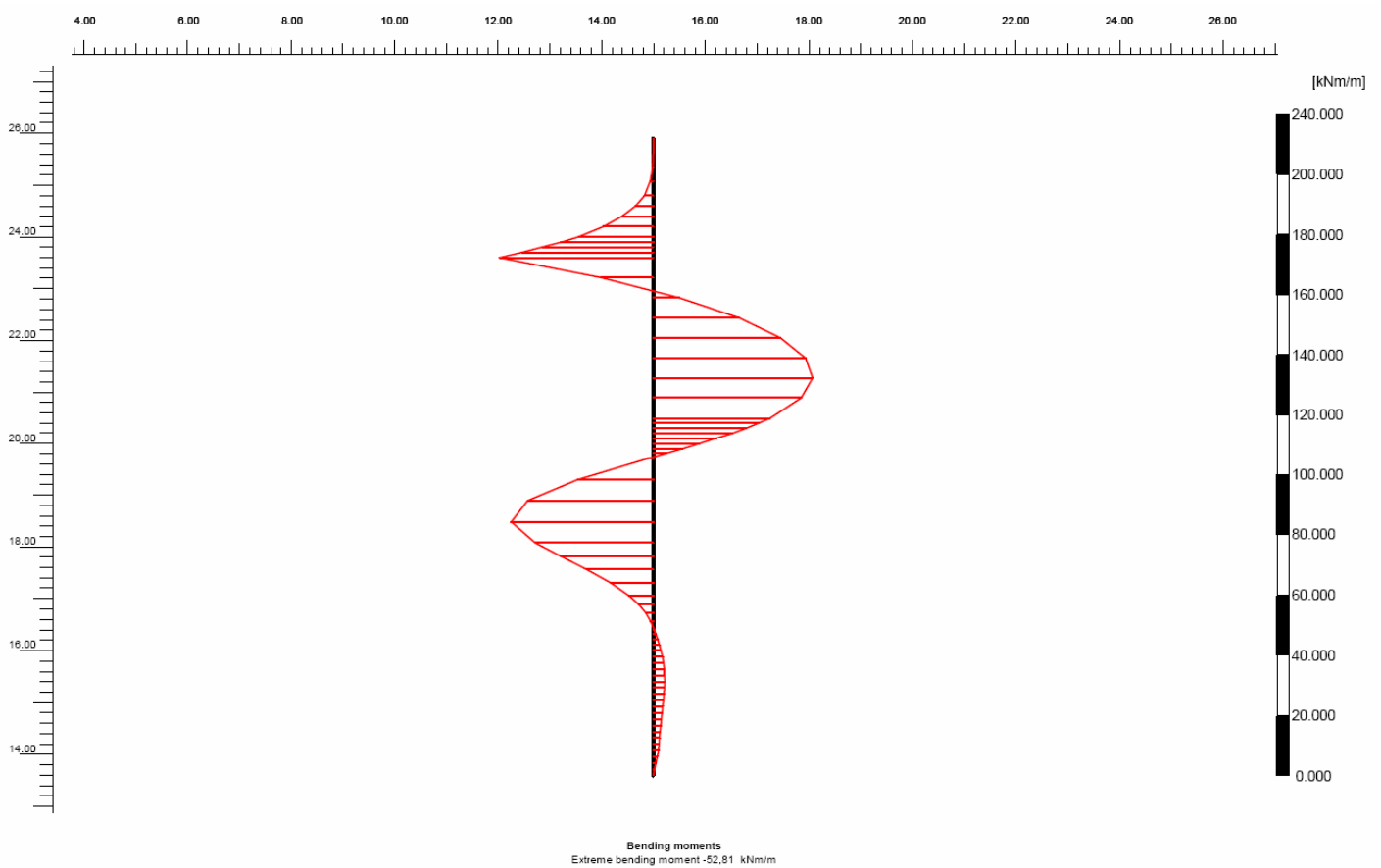


Рис. 85. Эпюра изгибающего момента в шпунтовом ограждении, кН*м

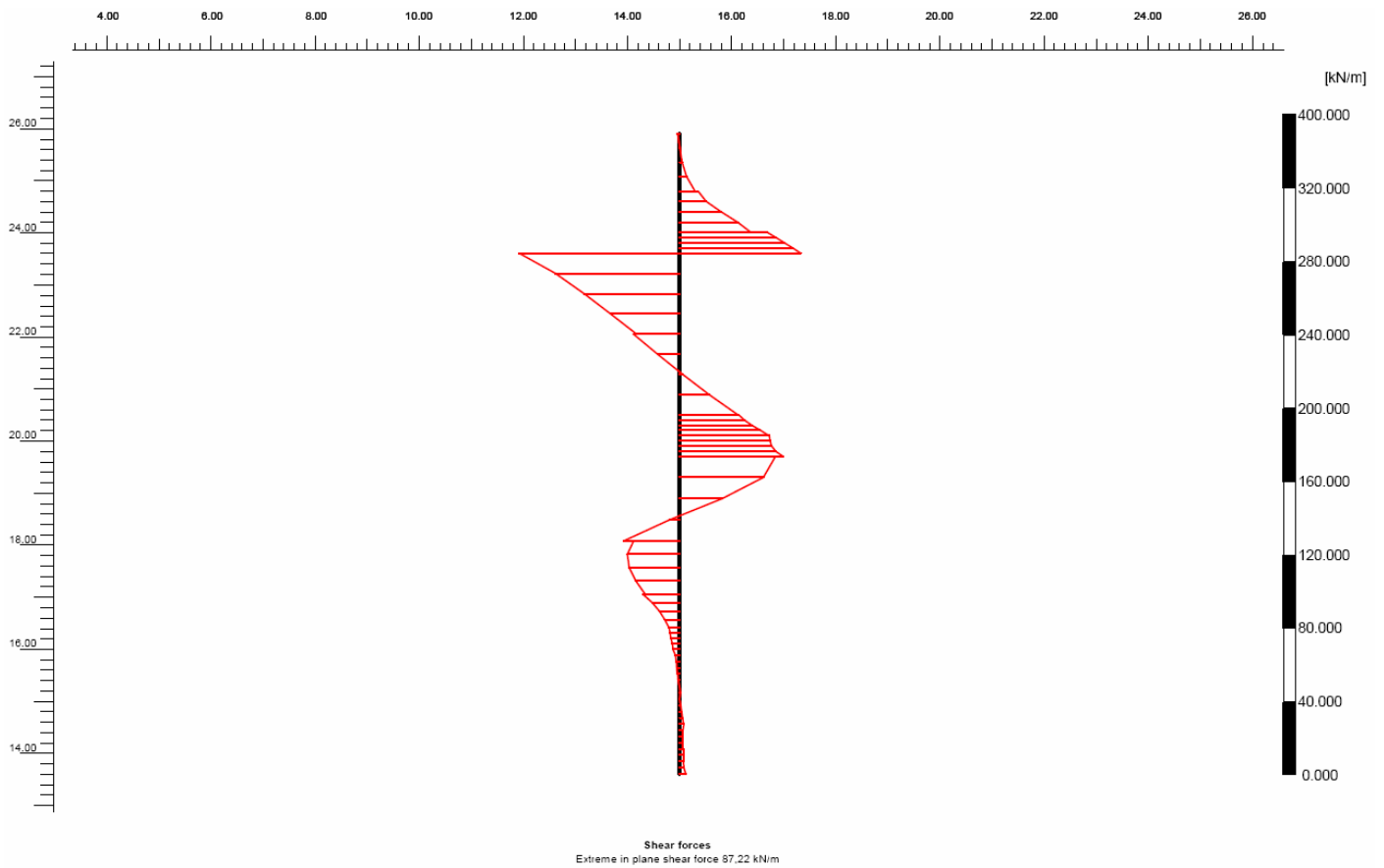


Рис. 86. Эюра поперечной силы в шпунтовом ограждении, кН

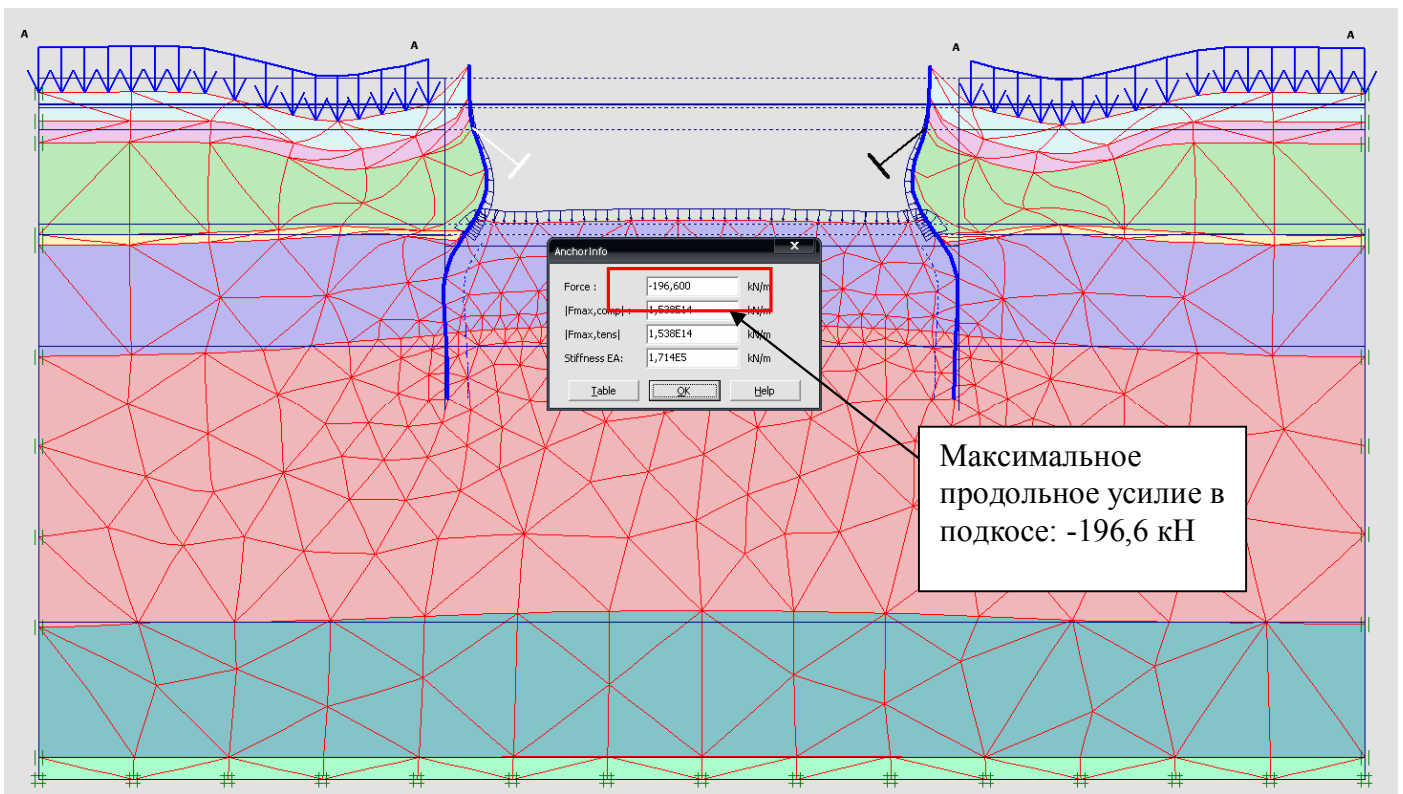


Рис.87. Продольное усилие в подкосной системе, кН

Для наглядности приведем результаты расчетов к табличной форме. Результаты нелинейного расчета в ПК PLAXIS представлены в табл. 13.

Табл. 13. Результаты нелинейного расчета подкосной системы

Анализируемый параметр Тип расч. модели	Максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное вертикальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс	Максимальное значение продольной силы в подкосной системе, тс
Модель глубокого котлована с подкосным креплением	17,32	17,42	5,28	8,72	-19,66

3.1.4. Учет стадийности выемки грунта из котлована

Непрерывно увеличивающаяся мощность современных компьютеров (быстродействие, память, операционные среды) и современные фундаментальные методы строительной механики (метод конечных элементов, методы решения геометрически и физически нелинейных задач, задач нелинейной динамики и др.) создают предпосылки для компьютерного моделирования процессов жизненного цикла конструкций. Если в докомпьютерный период инженер-конструктор оперировал с расчетными схемами и, по сути, в его задачу входило определить напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции, соответствующее принятой расчетной схеме, то сейчас имеется возможность проводить компьютерное моделирование различных процессов[50], таких как:

- процесс возведения, когда НДС определяется для всех последовательно изменяемых конструктивных схем, соответствующих этапам возведения, и модель возведенной конструкции «хранит память» об истории ее возведения;
- процесс нагружения когда, например, для железобетонных конструкций имеется возможность проследить начальные стадии линейно-упругой работы конструкции, стадии последовательного образования и развития трещин в бетоне, стадии развития пластических деформаций в сжатом бетоне и растянутой арматуре, стадии, непосредственно предшествующие разрушению, а также возможную полную или частичную разгрузку на любой из этих стадиях и дальнейшее нагружение;
- реологические процессы изменения НДС конструкции при длительном нагружении, связанные с ползучестью и изменением свойств материалов во времени;
- динамические процессы, в том числе для нелинейных систем, когда моделирование во времени динамического воздействия (на основе методов прямого интегрирования) дает возможность проследить включение и выключение односторонних связей, раскрытие и закрытие трещин и многие другие эффекты;
- процессы «приспособляемости» конструкции при «форс-мажорных» аварийных ситуациях, когда при внезапном выходе из строя одного или нескольких элементов конструкция старается приспособиться к новой ситуации, изменив (иногда за счет потери эксплуатационных качеств) свою первоначальную конструктивную схему, но не допустив разрушения всего сооружения.

В данной работе возможности ПК PLAXIS позволяют учесть стадийность выемки грунта из тела котлована и при этом учесть изменения силовых характеристик и деформаций в грунте и конструкциях крепления котлована.

Разобьем задачу условно на три этапа:

1. Выемка грунта с отметки 0.000 относительно кромки котлована до отметки -1.900 м.
2. Выемка грунта с отметки -1.900 относительно кромки котлована до отметки -5.400 м. Установка подкосной системы крепления стен глубокого котлована.
3. Окончательная выемка грунта с отметки -5.400 относительно кромки котлована до проектной отметки дна котлована -6.200 м.

Результаты нелинейного расчета 3го этапа представлены в п. 3.1.3. Результаты нелинейного расчета двух первых стадий представлены на рис.88-97.

1) Выемка грунта с отметки 0.000 относительно кромки котлована до отметки - 1.900 м.

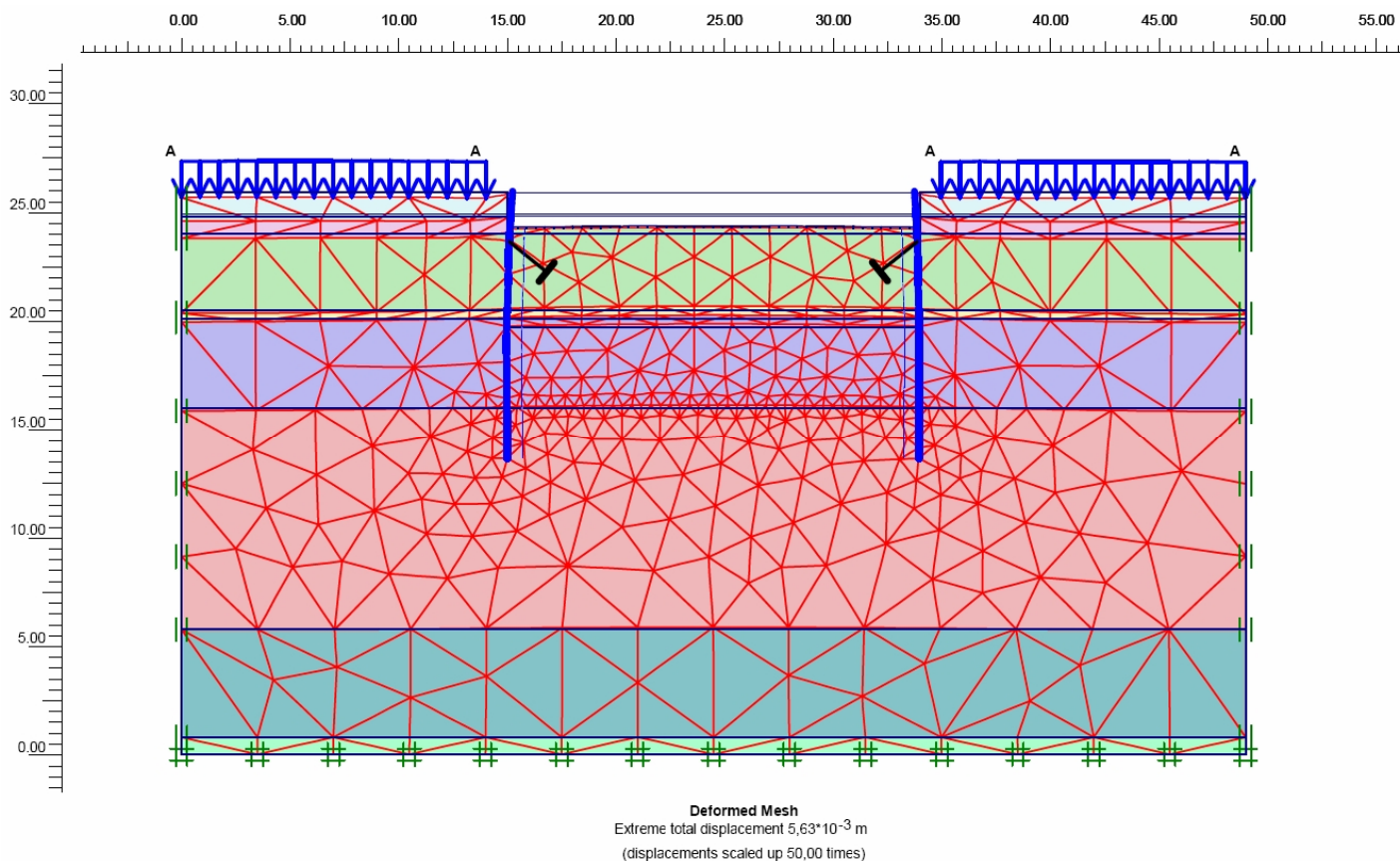


Рис. 88. Деформированная схема 1 этапа, м

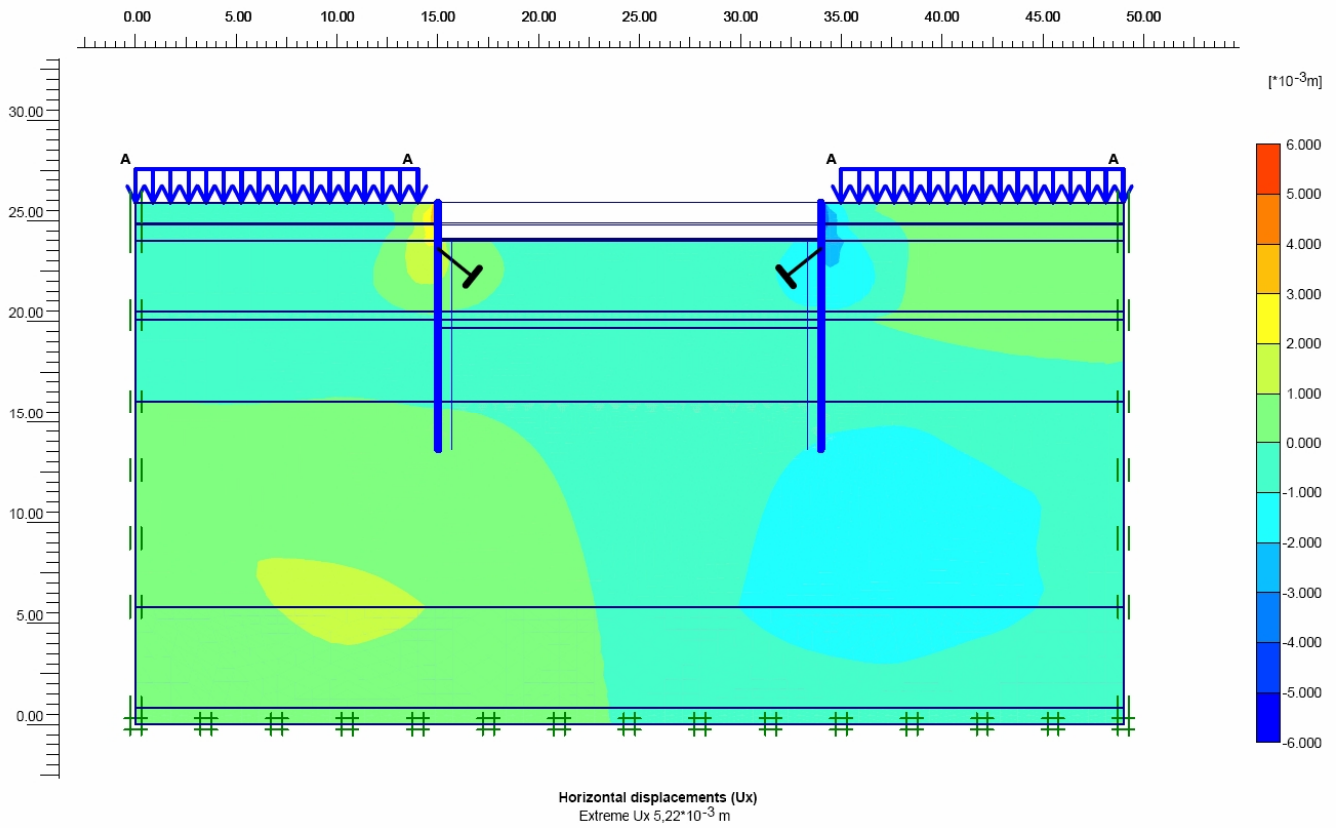


Рис. 89. Горизонтальные перемещения расчетной схемы 1 этапа, м

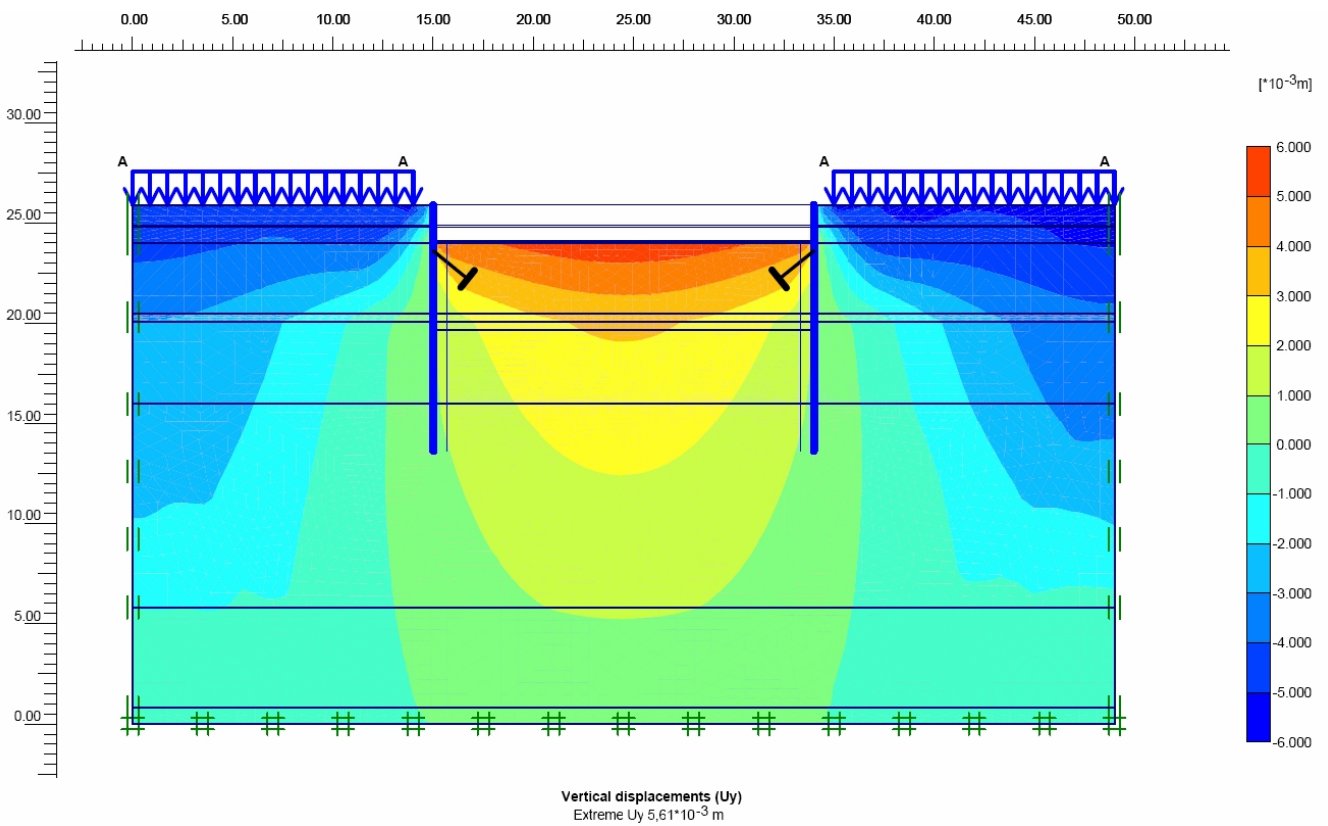


Рис. 90. Вертикальные перемещения расчетной схемы 1 этапа, м

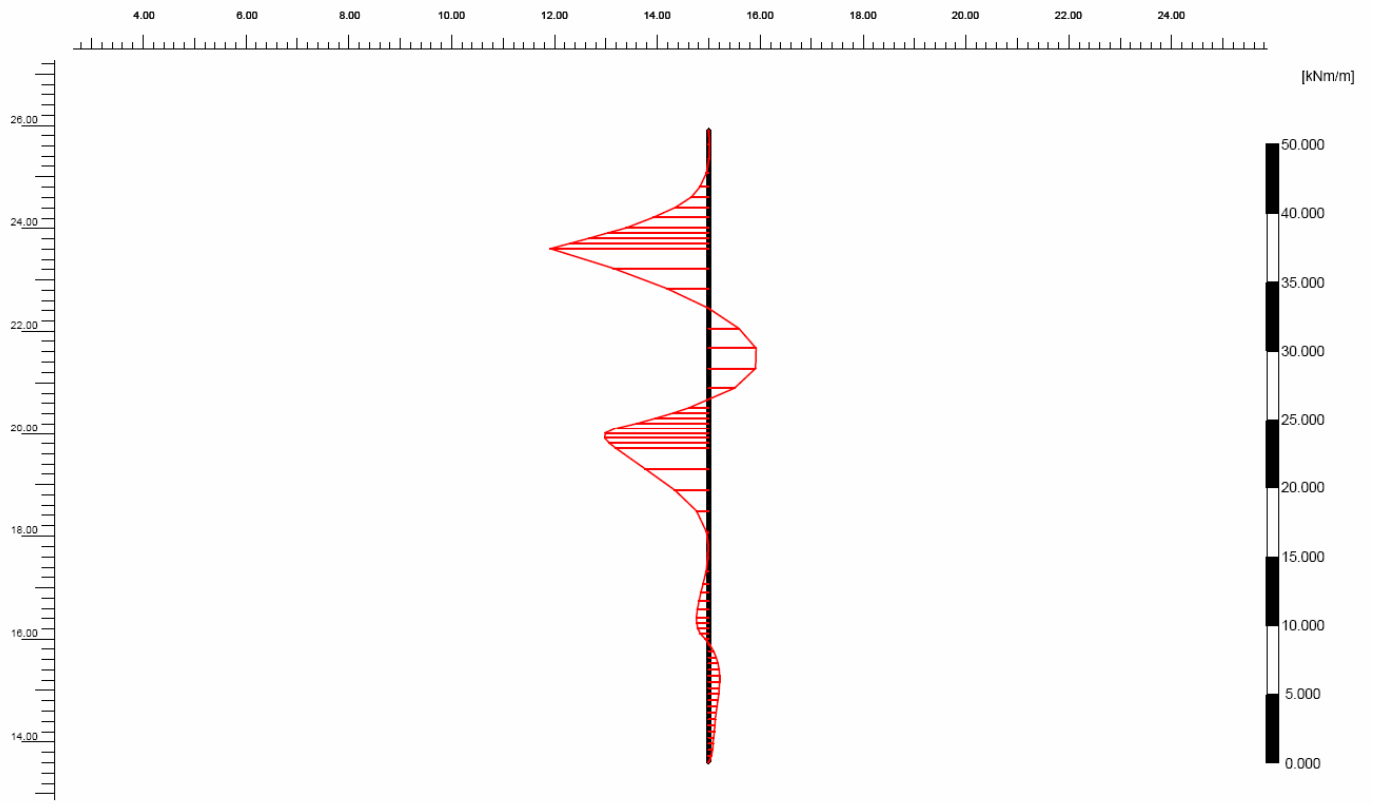


Рис. 91. Эпюра изгибающего момента в шпунтовом ограждении 1 этажа, кН*м

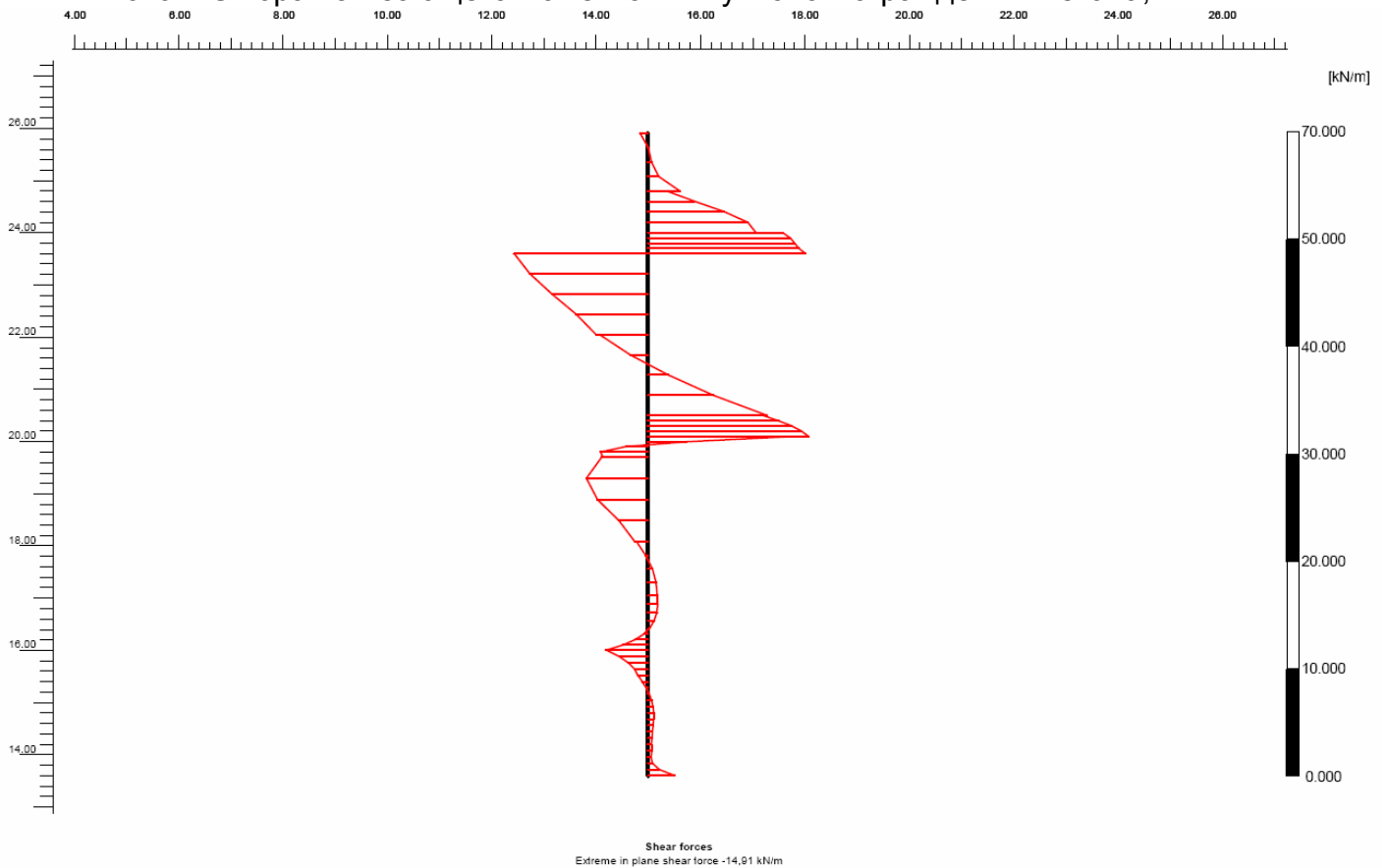


Рис. 92. Эпюра поперечной силы в шпунтовом ограждении 1 этажа, кН

- 2) Выемка грунта с отметки -1.900 относительно кромки котлована до отметки -5.400 м. Установка подкосной системы крепления стен глубокого котлована.

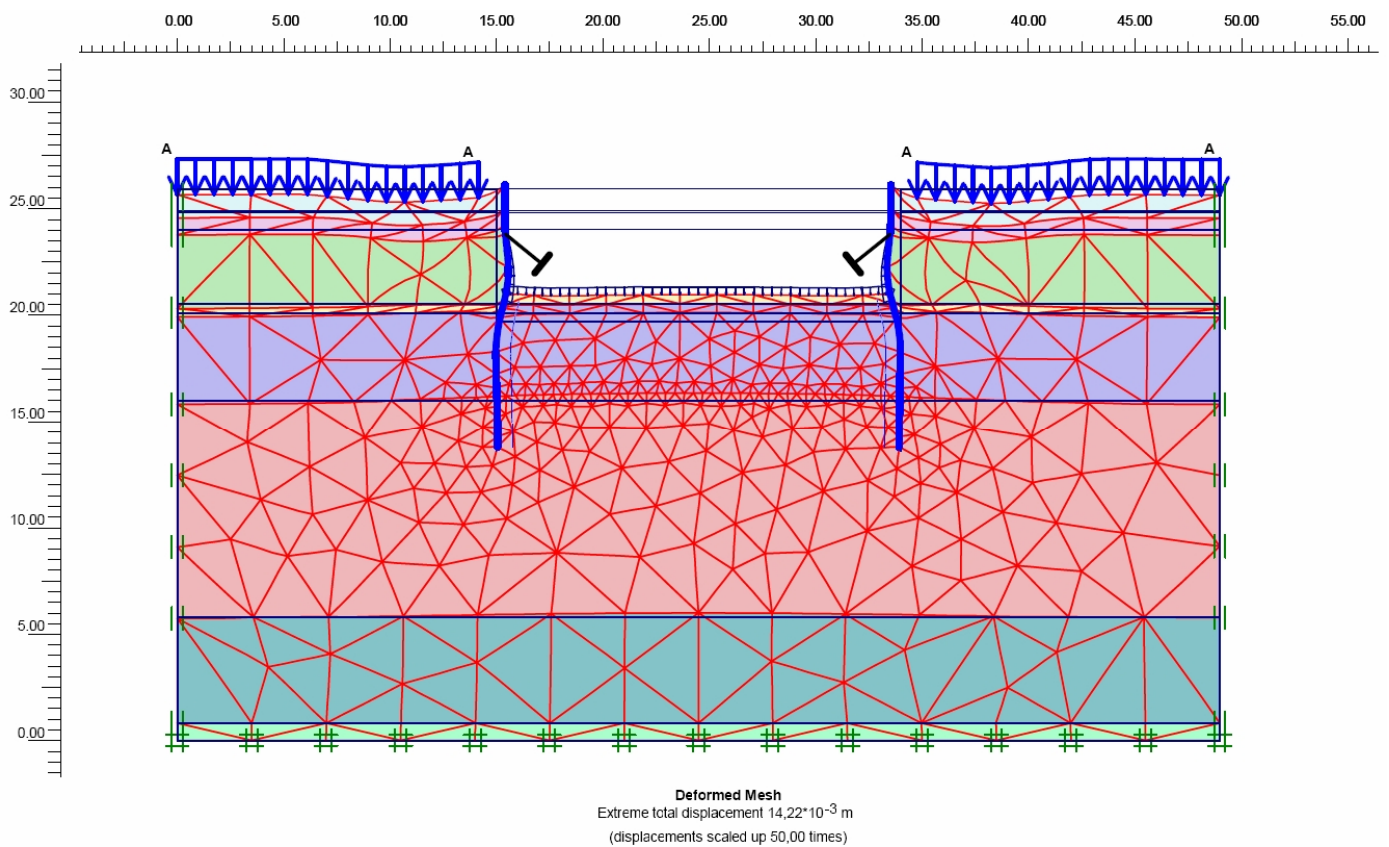


Рис. 93. Деформированная схема 2 этапа, м

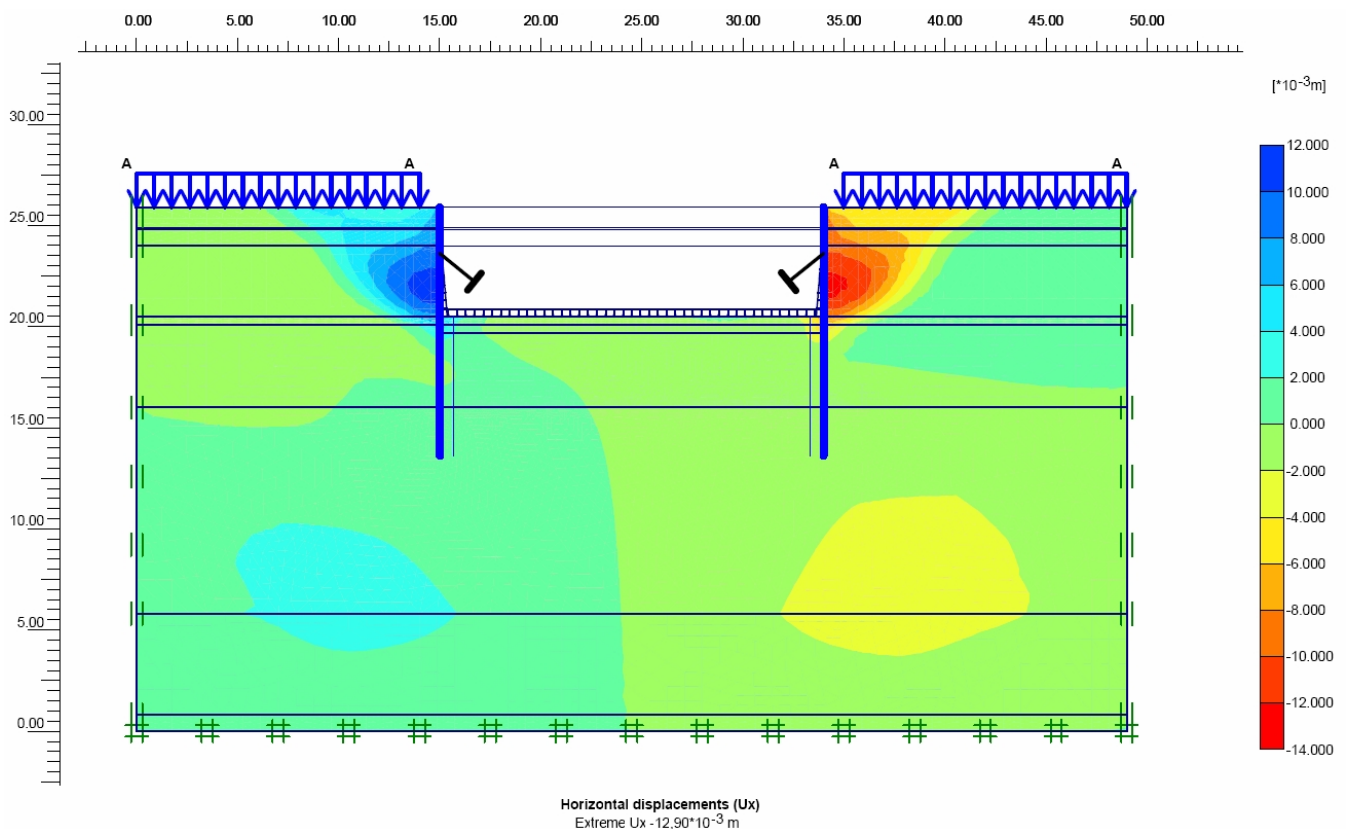


Рис. 94. Горизонтальные перемещения расчетной схемы 2 этапа, м

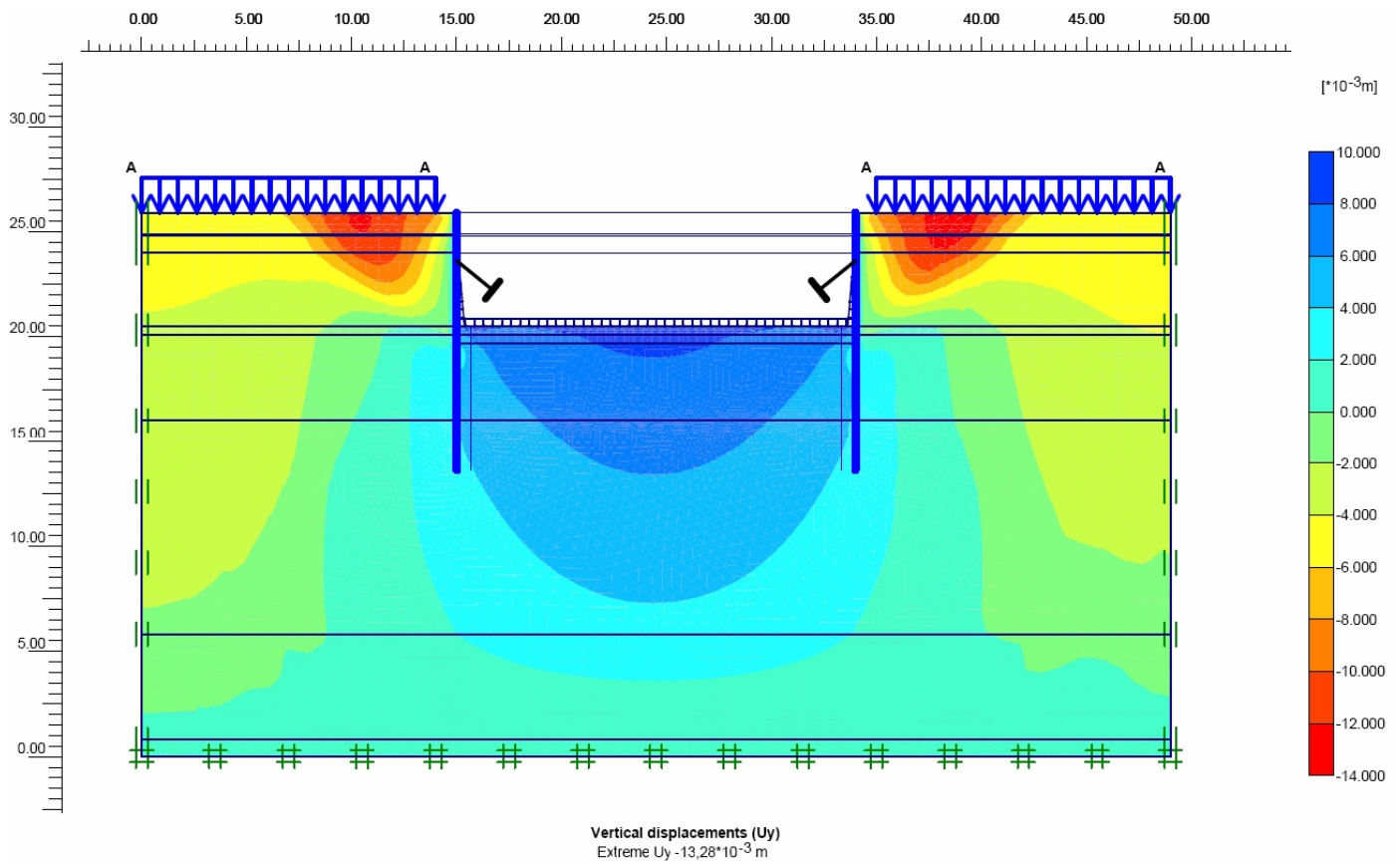


Рис. 95. Вертикальные перемещения расчетной схемы 2 этапа, м

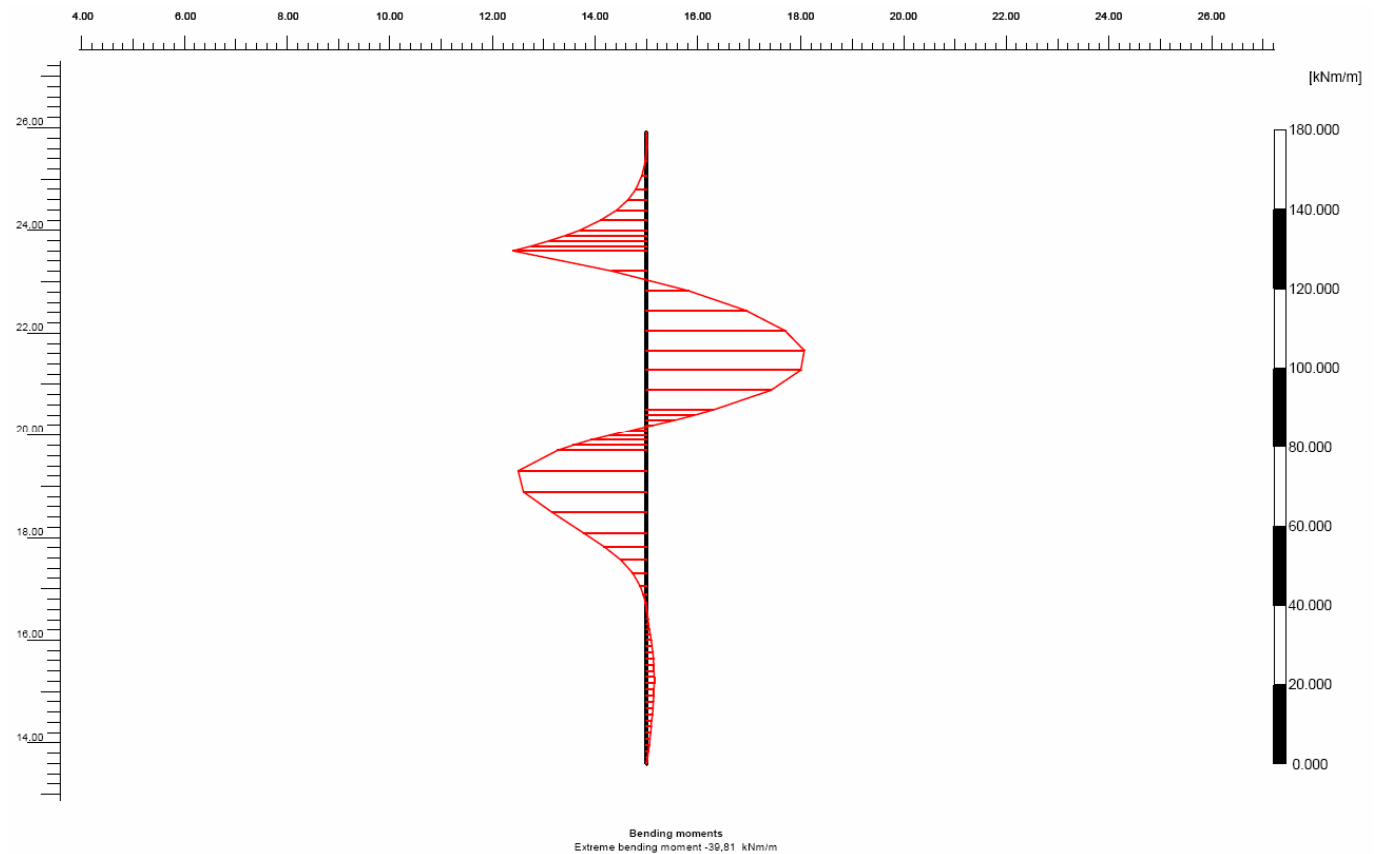


Рис. 96. Эпюра изгибающего момента в шпунтовом ограждении 2 этапа, кН*м

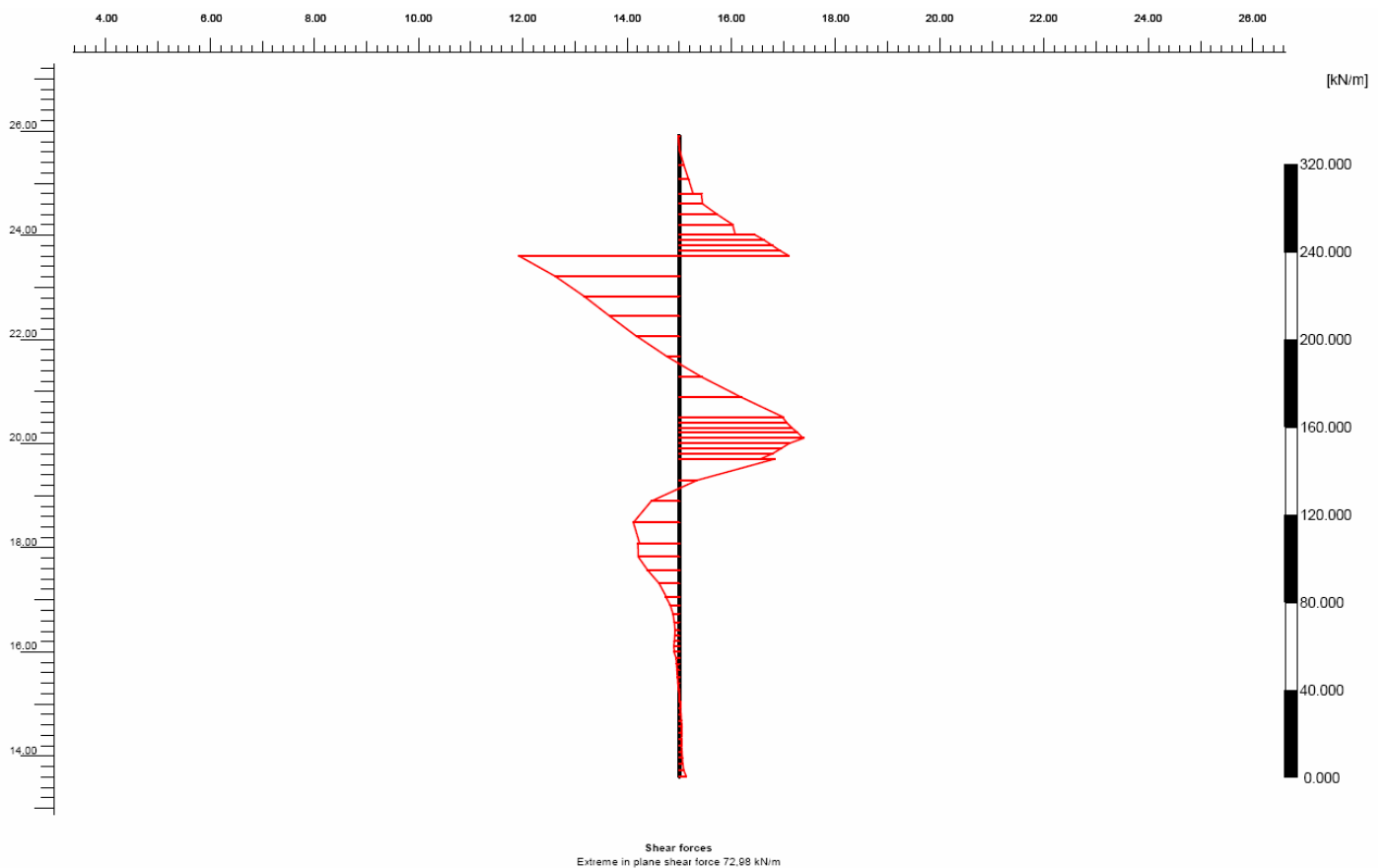


Рис. 97. Эюра поперечной силы в шпунтовом ограждении 2 этапа, кН

Для наглядности приведем результаты расчетов по всем 3 этапам возведения котлована к табличной форме. Результаты поэтапного нелинейного расчета в ПК PLAXIS представлены в табл. 14.

Табл. 14. Результаты поэтапного нелинейного расчета подкосной системы

Анализир. параметр № этапа	Максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное вертикальное перемещение расчетной схемы, мм	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс
1 этап	5,22	5,61	1,15	1,49
2 этап	12,91	13,28	3,98	7,30
3 этап	17,32	17,42	5,28	8,72

По результатам поэтапного нелинейного расчета подкосной системы построим графики зависимости силовых параметров и деформаций расчетной схемы от времени в зависимости от этапов возведения конструкций котлована и выемки грунта. Графики зависимости анализируемых параметров от этапности возведения представлены на рис. 98-99.

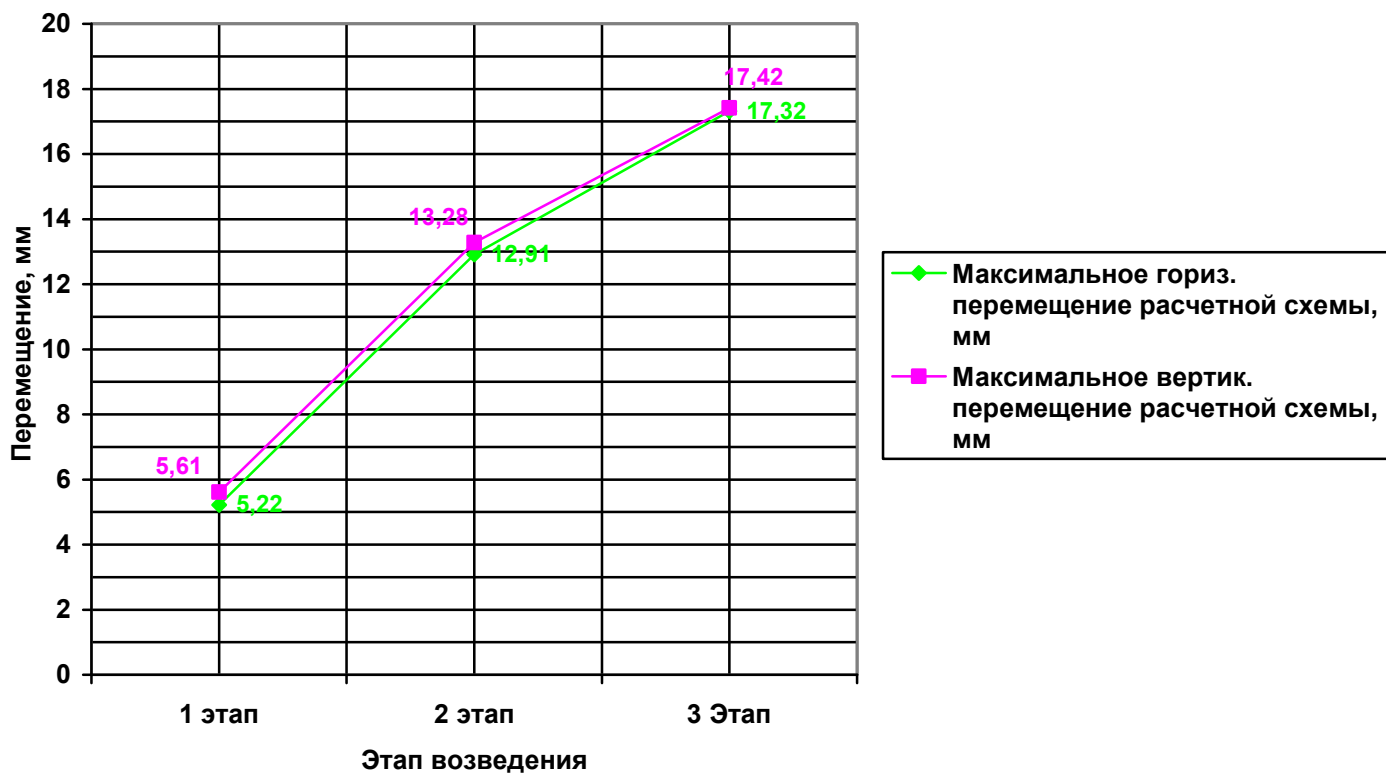


Рис. 98. График зависимости перемещений расчетной схемы от этапности возведения

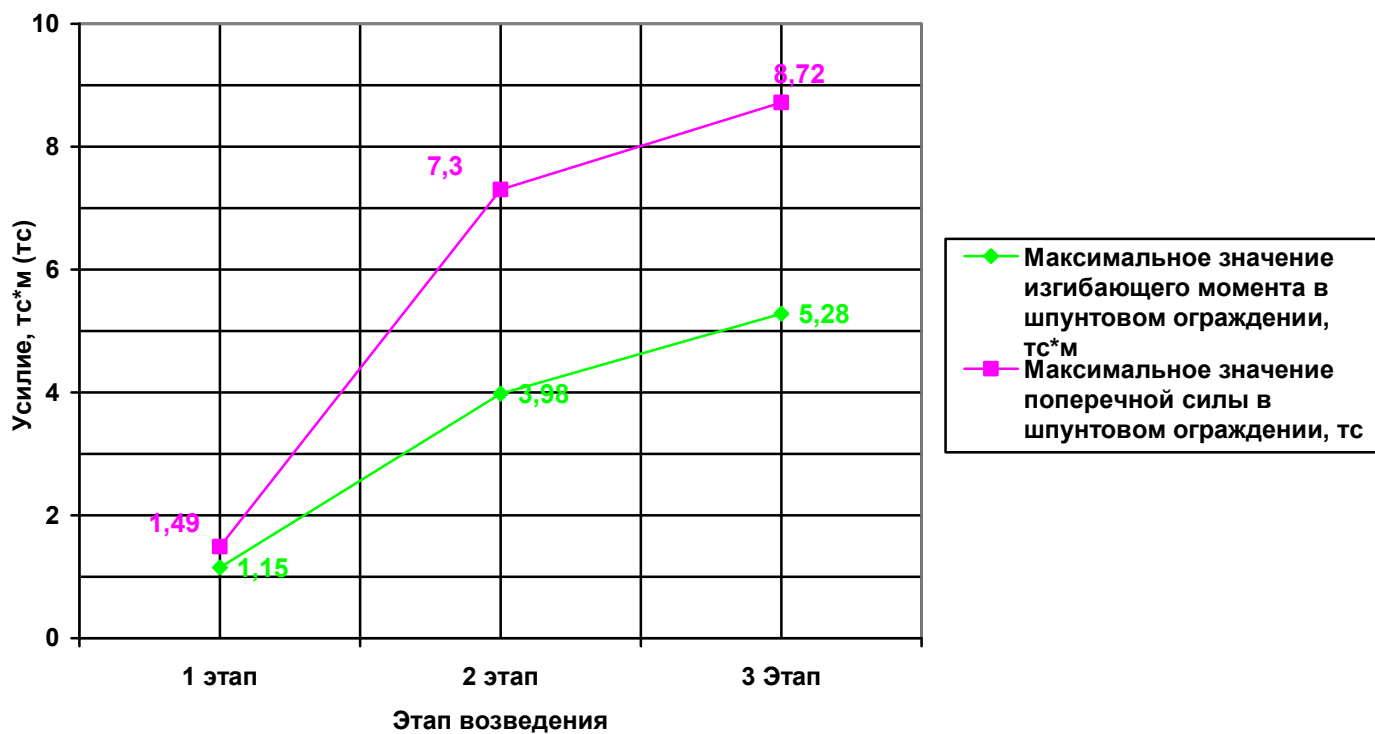


Рис. 99. График зависимости силовых факторов, возникающих в шпунтовом ограждении от этапности возведения

3.2. Расчет глубокого котлована с распорным креплением стенок в программе Фундамент

Программа «Фундамент» выполняет расчеты конструкций, работающих в грунте. Теории расчета взяты из соответствующих СНиПов, а так же руководств и приложений к ним, либо из учебных пособий для ВУЗов, что оговорено в контекстной справке к каждой отдельной функции. В последнем случае как правило расчет производится по нескольким теориям расчета, чтобы пользователь имел возможность сравнения и оценки результатов. В работе используется последнее обновление программы – версия Фундамент 12.10.

В настоящее время в программе реализованы все без исключения расчеты СНиП 2.02.02-83* «Основания зданий и сооружений»[51], СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты»[52], СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками», и почти все расчеты СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах», в т.ч. теплотехнические. Кроме этого реализован ряд часто встречающихся в практике расчетов, не входящих в СНиПы.

Нагрузки на шпунт собраны согласно «Пособию по проектированию подпорных стен и стен подвалов»[53] (к СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий») Производится учет следующих факторов:

1. Активное и пассивное давление от собственного веса грунта
2. Давление от равномерно-распределенной нагрузки на верхнем уровне
3. Давление воды с обеих сторон ограждения
4. Разреженность конструкций шпунта ниже дна котлована для шпунтов стоечного типа (свай, прокатного профиля)

Программа вычисляет координаты максимального момента в сечении шпунта из условия равенства нулю поперечной силы в данном сечении, а минимальную длину шпунта по трем различным методикам, Э.В. Костерина[54], Блюма-Ломейера и Э.К. Якоби, выбор из которых осуществляет пользователь.

Характеристики грунтов приняты по II предельному состоянию, как для грунтов естественного сложения.

Нагрузки на фундамент приняты нормативные, т.е. для расчета по II предельному состоянию. Собственный вес шпунта в данном расчете не учитывается.

Производится автоматический учет взвешивающего действия грунтовых вод. Для этого указывается только уровень грунтовых вод.

Расчет перемещений и деформаций шпунтового ограждения и грунтового массива в программу Фундамент не заложен.

Далее представлены результаты расчета, выполненного в программе Фундамент.

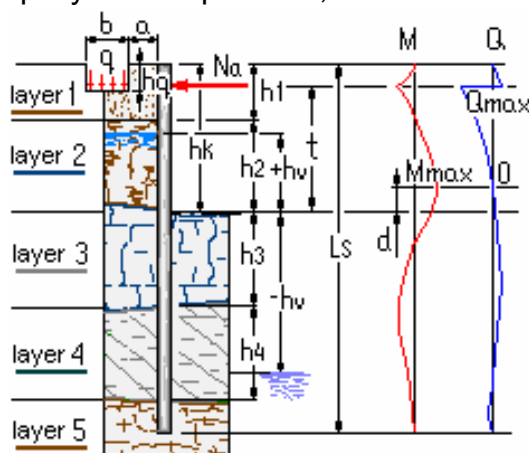


Рис. 100. Расчетная схема используемая в программе Фундамент

Результаты расчета:

Максимальная поперечная сила на 1 п.м. шпунта $Q_{max} = 10,9$ тс

Максимальный момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 5,12$ тс*м

Максимальное давление на плоскость шпунта (у дна котлована) $q_{max} = 3,52$ тс/м²

Максимальный момент обнаружен в месте устройства распорки

Горизонтальная составляющая усилия в распорке $N_a = 15,59$ тс

Усилие в распорке составляет $N = 15,59 / \cos 39^\circ = 20,05$ тс

Рекомендуемая длина шпунта по Э.В. Костерину (уравнение упругой линии) 8,76 м

Рекомендуемая длина шпунта по Блюму-Ломейеру (нулевой момент) 11,47 м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.К. Якоби (нулевая поперечная сила) 9,89 м

Рекомендуемая длина шпунта по опыту строительства (1.5 глубины котлована) 9,3 м

Тип шпунтового ограждения - Шпунт "Ларсен" по ТУ 14-2-879-89, (14-102-147-93)

Марка элемента шпунта Л-4

Сталь 240 кН/мм²

Проверка несущей способности

Коэффициент использования несущей способности $K = 0,1$

Несущей способности элемента ДОСТАТОЧНО

Сведем полученные результаты расчета в табличную форму, аналогичную предыдущим расчетам. Результаты расчета подкосной системы в программе Фундамент представлены в табл. 15.

Табл.15. Результаты расчета подкосной системы в программе Фундамент

Анализируемый параметр Тип расч. модели	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение поперечной силы в шпунтовом ограждении, тс	Максимальное значение продольной силы в подкосной системе, тс
Модель глубокого котлована с подкосным креплением	5,12	10,90	-20,05

3.3. Статический расчет подкосного крепления глубокого котлована

3.3.1. Выбор расчетной схемы

При статическом расчете заанкеренных тонких стенок определяют: необходимую глубину заложения стенки в основание котлована; усилия, действующие в стенке, анкерных тросах и опорах; размеры и расположение опор.

Характер работы заанкеренной и безанкерной стенок существенно различен. Возможны две основные расчетные схемы: первая, когда глубина погружения стенки определяется только условием обеспечения ее статического равновесия против выпора (схема Э. К. Якоби), и вторая, когда она принимается по условию получения минимальных значений изгибающих моментов (схема Блюма-Ломейера). Вторая расчетная схема используется чаще, поскольку некоторое дополнительное заглубление стенки позволяет получить больший экономический эффект, вследствие утоньшения стенки и облегчения анкерных устройств.

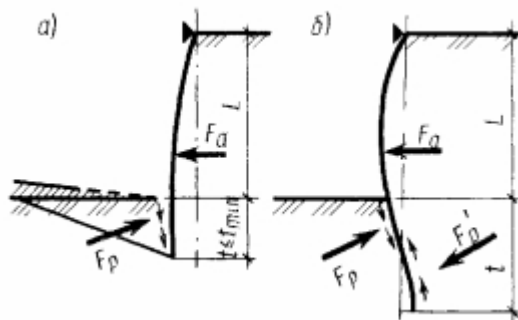


Рис. 101. Работа стенки с распоркой (анкером) в зависимости от глубины погружения ниже дна котлована: а — схема Якоби; б — схема Блюма-Ломейера.

На рис. представлены две схемы работы шпунтового ограждения с распоркой или анкером. Согласно первой схеме, глубина погружения стенки определяется только условием обеспечения ее статического равновесия (схема Э. К. Якоби). Вторая схема предполагает погружение стенки на глубину, обеспечивающую защемление стенки в грунте (схема Блюма-Ломейера).

Как показали исследования, схема Блюма - Ломейера в большинстве случаев не может применяться для стенок большой жесткости из буронабивных свай, свай-оболочек и из железобетонного шпунта. Такие конструкции следует рассчитывать по условию свободного опирания (схема Э. К. Якоби).

Критерием, по которому оценивается жесткость стенок, является отношение:

$$\frac{d_{av}}{t}, \text{ где} \quad (28)$$

d_{av} - приведенная высота сечения стенки,
 t - глубина ее забивки при расчете по схеме Блюма-Ломейера).

При $\frac{d_{av}}{t} \geq 0.06$ считается, что стенка имеет повышенную жесткость и ее следует рассчитывать по схеме свободного опирания.

$$d_{av} = \sqrt[3]{\frac{12J}{D}}, \text{ где} \quad (29)$$

J – момент инерции приведенного сечения стенки «М»

D – ширина шпунтины, м.

$$d_{av} = \sqrt[3]{\frac{12J}{D}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 4660 \cdot 10^{-8}}{0,4}} = 0,089 =$$

$$\frac{d_{av}}{t} = \frac{0,089}{12,3} = 0,0072 < 0,06, \text{ таким образом стенка не имеет повышенной жесткости и}$$

должна быть рассчитана по схеме Блюма-Ломейера.

3.3.2. Сбор нагрузок на расчетную схему

Нагрузки на шпунтовое ограждение собраны согласно «Пособию по проектированию подпорных стен и стен подвалов» (к СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий») [53]. Производится учет следующих факторов:

1. Активное давление от собственного веса грунта
2. Пассивное давление от собственного веса грунта
3. Давление от равномерно-распределенной нагрузки на верхнем уровне
4. Гидростатическое давление воды

Расчет ведется с помощью графоаналитического метода и на основании формул, изложенных в Справочнике проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения» под общей редакцией доктора технических наук, профессора Е.А. Сорочана [55], а также в Справочнике «Основания и фундаменты» под общей редакцией профессора Г.И. Швецова [56].

1) Активное давление от собственного веса грунта

Активное давление от собственного веса несвязного грунта σ_a на глубине z определяется по формуле:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \lambda_a, \text{ где} \quad (30)$$

γ – расчетное значение удельного веса грунта;

z – глубина на которой определяется активное давление;

λ_a – коэффициент активного давления грунта.

Коэффициент активного давления грунта λ_a определяется по формуле:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - a)}{\cos a \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(a + \delta) \cdot \cos(a - \rho)}} \right)} \right]^2, \text{ где} \quad (31)$$

a – угол наклона шпунтовой стены к вертикали (принят равным 0);

δ – трения грунта на контакте со стенкой (принят равным 0);

φ – угол внутреннего трения грунта (см. табл.2);

ρ – угол наклона поверхности грунта к горизонту (принят равным 0).

Активное давление от собственного веса связного грунта σ'_a определяется по формуле:

$$\sigma'_a = \sigma_a - \sigma_{ch}, \text{ где} \quad (32)$$

σ_a – активное давление от собственного веса несвязного грунта;

σ_{ch} – давление связности.

Давление связности определяется по формуле:

$$\sigma_{ch} = c \cdot K, \text{ где} \quad (33)$$

c – удельное сцепление грунта;

K – коэффициент связности.

Коэффициент связности определяется по формуле:

$$K = \frac{1}{\tan \varphi} \cdot \left[\frac{\cos(a + \delta)}{\cos a \cdot \cos \delta} - \lambda_a \cdot \frac{\cos a \cdot \cos p}{\cos(a - p)} \right], \text{ где} \quad (34)$$

2) Пассивное давление от собственного веса грунта

Пассивное давление от собственного веса грунта σ_p определяется по формуле:

$$\sigma_p = \gamma \cdot z' \cdot \lambda_p + \frac{c}{\tan \varphi} \cdot \left[\lambda_p - \frac{\cos(a + \delta)}{\cos a \cdot \cos \delta} \right], \text{ где} \quad (35)$$

λ_a – коэффициент активного давления грунта;

z' – расстояние от дна котлована до рассматриваемого сечения;

Остальные обозначения те же, что и в формулах (5,6).

Коэффициент активного давления грунта λ_p определяется по формуле:

$$\lambda_p = \left[\frac{\cos(\varphi - a)}{\cos a \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos(a + \delta) \cdot \cos a}} \right)} \right]^2 \quad (36)$$

3) Давление от равномерно-распределенной нагрузки на верхнем уровне

Давление от сплошной равномерно-распределенной нагрузки от строительных машин и оборудования на поверхности грунта σ_q определяется по формуле:

$$\sigma_q = q \cdot \lambda_a, \text{ где} \quad (37)$$

q – равномерно распределенная нагрузка на бровке котлована (расчетное значение - принято 2 т/м²);

λ_a – коэффициент активного давления грунта.

4) Гидростатическое давление воды на ограждение котлована

Гидростатическое давление воды на шпунтовое ограждение котлована σ_ω определяется по формуле:

$$\sigma_\omega = \gamma_\omega \cdot z, \text{ где} \quad (38)$$

γ_ω – удельный вес воды, 1 т/м³;

Все вышеуказанные давления приводятся к результирующему давлению σ , которое определяется по формулам:

Выше дна котлована:

$$\sigma = \sigma_a + \sigma_q + \sigma_\omega \quad (39)$$

Ниже дна котлована:

$$\sigma = \sigma_a + \sigma_q + \sigma_\omega - \sigma_p \quad (40)$$

3.3.3. Анализ результатов расчета

Сведем результаты расчета результирующего давления σ на глубине z в таблицу 15.

Табл.15. Результаты расчета результирующего давления σ на глубине z

№	ИГЭ	Грунт	Глубина (м)	σ (т/м ²)
1	1	Насыпной грунт	0	0,78
2	1	Насыпной грунт	1,000	1,54
3	1	Насыпной грунт	1,100	1,72

4	2	Пески пылеватые с раст. остатками ml IV	1,100	1,72
5	2	Пески пылеватые с раст. остатками ml IV	1,900	3,13
6	3	Супеси песчанист. с раст. остатками ml IV	1,900	5,45
7	3	Супеси песчанист. с раст. остатками ml IV	5,400	13,26
8	4	Суглинки песчанист. с примесью орг. веществ ml IV	5,400	11,69
9	4	Суглинки песчанист. с примесью орг. веществ ml IV	5,800	12,61
10	6	Пески пылеватые с прослоями супеси ml IV	5,800	9,01
11	6	Пески пылеватые с прослоями супеси ml IV	6,200	9,69
12	6	Пески пылеватые с прослоями супеси ml IV	9,900	-8,41
13	10.1	Супеси пылеватые плотные lgIII lz	9,900	-10,48
14	10.1	Супеси пылеватые плотные lgIII lz	12,300	-22,26

Схема расчета подкосной системы шпунтового ограждения графоаналитическим методом представлена на рис. 103.

Рассмотрим основные этапы расчета графоаналитическим методом «упругой линии». Расчет начинается с построения эпюр результирующего давления грунта с использованием формул (30-40). Далее результирующая эпюра заменяется системой сосредоточенных сил, для этого результирующая эпюра разделяется на полосы, сосредоточенная сила принимается равной площади полосы и приложенной вдоль линии, проходящей через центр тяжести полосы.

По полученным силам строится силовой многоугольник в масштабе сил и веревочный многоугольник в масштабе длин.

При построении силового многоугольника поступаем следующим образом. Намечаем полюс O , от которого в принятом масштабе сил откладываем отрезок D — полюсное расстояние. Полюсное расстояние может быть принято любым, однако при чрезмерно больших значениях, уменьшается кривизна веревочного многоугольника, и в результате снижается точность расчета.

Принимаем полюс O силового многоугольника расположенным на одной вертикали с началом первой силы. От точки начала первой силы производится графическое построение, соответствующее сложению векторов сил. В рассматриваемой задаче линии действия сил параллельны друг другу, поэтому для наглядности при сложении сил противоположного направления полюс силового многоугольника целесообразно сместить по вертикали (точка O'), сохраняя неизменным полюсное расстояние.

Полученный силовой многоугольник служит основой для построения веревочного многоугольника. Стороны веревочного многоугольника параллельны лучам, соединяющим полюс силового многоугольника с концами векторов соответствующих сил. От точки B начала веревочного многоугольника проводим линию, параллельную первому лучу силового многоугольника OO' . Точка A пересечения этой линии с горизонтальной линией, проведенной в уровне подкоса, определяет положение первого луча замыкающей веревочного многоугольника. Положение второго луча

замыкающей зависит от принятой схемы расчета стенки, в нашем случае при расчете по схеме Блюма-Ломейера, замыкающая рисуется от точки А до точки пересечения последней линии веревочного многоугольника с горизонтальной линией (точка С). Точка С при этом соответствует глубине, на которой изгибающий момент в стенке, горизонтальное смещение и угол поворота сечения стенки равны нулю. Полученная фигура (веревочный многоугольник) представляет собой в определенном масштабе эпюру изгибающих моментов в стенке.

Значения моментов равны произведению полюсного расстояния в масштабе сил на соответствующие ординаты замкнутого веревочного многоугольника в масштабе длин:

$$M = H \cdot y \quad (41)$$

Максимальное значение изгибающего момента равно:

$$M = H \cdot y_{\max} = 81,103 \cdot 7,69 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Усилие в подкосе определяем следующим образом. От полюса О на силовом многоугольнике параллельно второму лучу (линии АС) замыкающей веревочного многоугольника проводим линию (пунктир на рис. 103). Отсекаемый ею отрезок дает в принятом масштабе значение горизонтальной проекции R_a^r усилия в подкосе.

Так как подкос в нашем случае наклонен под углом α к горизонту, полное усилие в подкосе определяется по формуле:

$$R_a = \frac{R_a^r}{\cos \alpha} \quad (42)$$

Полное усилие в подкосе равно:

$$R_a = \frac{R_a^r}{\cos \alpha} = \frac{10,9}{\cos 39^\circ} = 14,03 \text{ т}$$

Изгибающий момент M_{\max} , полученный в результате расчета по методу упругой линии, имеет завышенное значение, так как вследствие гибкости стенки происходит перераспределение давления грунта, причем давление в пролете уменьшается, а к анкерной опоре увеличивается. Для учета влияния этого перераспределения найденный графоаналитическим расчетом изгибающий момент M_{\max} уменьшается на коэффициент k_d , определенный по графику Общества датских инженеров (рис.102)

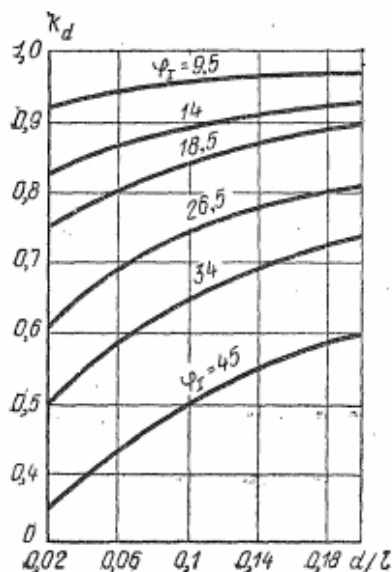


Рис. 102. Влияние жесткости стенок на значения действующих в них изгибающих моментов

На графике в зависимости от значения угла внутреннего трения и отношения толщины d стенки к пролетной длине стенки l . Так как рис. 102 относится к стенке из железобетонного шпунта, толщину d для других видов стенок следует принимать по формуле (29).

Длина l ориентировочно определяется как расстояние (по вертикали) между точками А и В на эпюре моментов (см. рис. 103).

Угол внутреннего трения грунта принимается при разнородных грунтах равным средневзвешенному значению углов внутреннего трения n слоев грунта, находящихся в пределах длины l , по формуле:

$$\varphi_i = \sum_{i=1}^{i=n} \varphi_{li} \cdot y_i / l \quad (43)$$

$$\varphi_i = \sum_{i=1}^{i=n} \varphi_{li} \cdot y_i / l = 26$$

По графику определен коэффициент $k_d = 0,6$. Расчетное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении:

$$M = k_d \cdot M_{\max} = 0,6 \cdot 8,88 = 5,33 \text{ м} \cdot \text{м}$$

Значения подкосных усилий за счет податливости анкерных закреплений принимаются с коэффициентом $k_i = 1,4$. Таким образом, расчетные значения пролетных изгибающих моментов и анкерных реакций следует принимать по формуле:

$$R'_a = 1,4 \cdot R_a \quad (44)$$

$$R'_a = 1,4 \cdot R_a = 1,4 \cdot 14,03 = 19,64 \text{ м}$$

Проверка прочности шпунтовой стенки осуществляется по формуле (1):

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (45)$$

Где σ_{\max} – максимальное нормальное напряжение, возникающее в ограждение, т/м²;
 M – максимальное значение изгибающего момента, т*м;
 W – момент сопротивления одного метра погонного шпунтового ограждения, м³;
 R_y – расчетное сопротивление стали, т/м²
 γ_c – коэффициент условий работы

$$\sigma_{\max} = \frac{5,11 \cdot 10^2}{2200} = 0,23 \leq 2,4 \cdot 1,0$$

Условие выполняется

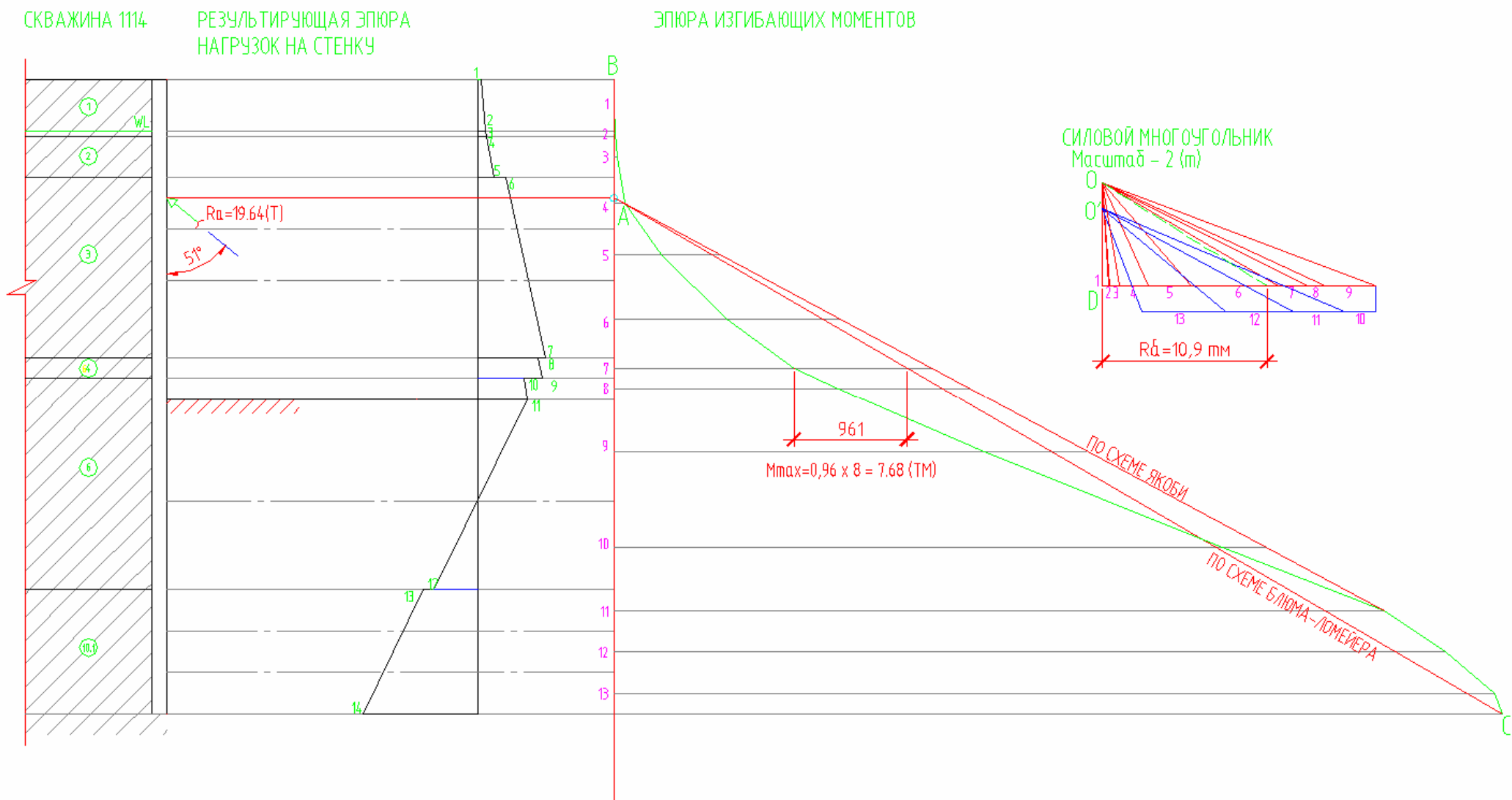


Рис. 103. Схема расчета подкосной системы шпунтового ограждения графоаналитическим методом

3.4. Сравнение результатов расчета

Сравним результаты линейных расчетов подкосной системы глубокого котлована, полученные в предыдущей главе, с результатами расчета в нелинейной постановке, а также по классическому методу расчета шпунтовых ограждений. При этом эталоном для сравнения принимается классический метод расчета шпунтового ограждения по схеме Блюма-Ломейера, выполненный графоаналитическим методом. Результаты приведены в табл. 16.

Табл.16. Результаты расчетов

№ расчета	Анализируемый параметр	Максимальное значение изгибающего момента в шпунтовом ограждении, тс*м	Максимальное значение продольной силы в подкосной системе, тс	Примечание
	Расчет подкосной системы без учета физической нелинейности (SCAD)	5,12	-19,36	Отклонение изгиб. момента 5,0% Отклонение продольной силы 1,4%
	Расчет подкосной системы с учетом физической нелинейности (PLAXIS)	5,28	-19,66	Отклонение изгиб. момента 2,0% Отклонение продольной силы 0,1%
	Расчет подкосной системы классическим методом по схеме Блюма-Ломейера с использованием программы Фундамент	5,12	-20,05	Отклонение изгиб. момента 5,0% Отклонение продольной силы 2,0%
	Расчет подкосной системы графоаналитическим методом по схеме Блюма-Ломейера вручную	5,39	-19,64	—

3.5. Выводы по главе

Разработана конечно-элементная модель совместной работы грунтового массива и подкосного крепления стен глубокого котлована с учетом физической нелинейности.

Разработана методика нелинейного расчета, подкосного крепления стен глубокого котлована с учетом этапности выемки грунта из котлована.

Произведена оценка адекватности разработанных моделей и полученных результатов линейного расчета в нелинейной постановке, а также по классическим методам расчета шпунтовых ограждений - Блюма-Ломейера и Э. Якоби с использованием программы Фундамент и вручную.

Значения изгибающего момента в шпунтовом ограждении, а также продольной силы в подкосе при расчетах с учетом и без учета физической нелинейности имеют отклонение от значений при ручном расчете по классическому методу Блюма-Ломейера в пределах 5%.

3.6. Внедрение

Методика линейного расчета и моделирования различных конструктивных решения стен глубоких котлованов в программном вычислительном комплексе SCADOffice внедрено в ООО «Коллаж Студия – Дизайн Технологии», ПНИПКУ «Венчур». Справки о внедрении результатов исследования см. Приложение 1.

4. Экономическая оценка различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов. Рекомендации по использованию различных методов крепления стен глубоких котлованов

Экономическая оценка, рассматриваемых в работе креплений стен глубоких котлованов произведена на основе локальных сметных расчетов, представленных в Приложении 2. Результаты сметных расчетов сведены в табл.17.

Табл. 17. Результаты сметных расчетов

Метод крепления глубокого котлована	Сметная стоимость СМР, тыс. руб
Раскосное крепление	27440,3
Подкосное крепление	26768,7
По технологии «Стена в грунте»	31553,8

Из таблицы 17 можно сделать вывод, что для рассматриваемого в работе котлована наиболее экономичным видом крепления стен глубокого котлована является подкосная система крепления.

При всем при этом необходимо уточнить, что экономическая составляющая играет большую роль, но не является важнейшим фактором, т.к. при выборе метода крепления стен глубоких котлованов в конкретной ситуации играют огромное количество факторов: вид грунта, водопроницаемость, прочность, шум и вибрация, скорость строительства и т.д.

В связи с этим автором сформированы рекомендации по выбору метода крепления стен глубоких котлованов, представленные в графической форме (см. рис.104). На данном рисунке произведено сопоставление наиболее распространенных методов крепления стен глубоких котлованов и факторы, которые могут оказаться решающими при выборе соответствующего метода.

Тип ограждения	Грунтовые условия				Водопроницаемость	Прочность и жесткость	Шум и вибрация	Влияние на окружающую застройку	Возможная глубина котлована	Скорость строительства	Возможность воспринять нагрузку от здания	Экономичность
	Слабые грунты	Влажные пески	Водонасыщенные пески	Гравелистые и скальные грунты								
Ограждение из металлических элементов с забиркой	плохо	удовлетворительно	плохо	удовлетворительно	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	хорошо	плохо	хорошо
Шпунтовое ограждение	удовлетворительно	плохо	удовлетворительно	плохо	удовлетворительно	удовлетворительно	плохо	удовлетворительно	плохо	плохо	плохо	удовлетворительно
Стена в грунте	плохо	плохо	плохо	удовлетворительно	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо
Ограждение из свай	плохо	плохо	плохо	удовлетворительно	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо	плохо
Ограждение с применением струйной или смесительной технологии	плохо	плохо	удовлетворительно	плохо	удовлетворительно	удовлетворительно	плохо	удовлетворительно	удовлетворительно	удовлетворительно	удовлетворительно	плохо



хорошо



удовлетворительно



плохо

Рис. 104. Рекомендации при выборе крепления стен глубоких котлованов

Заключение

Инновации обуславливают прогрессивные изменения, обеспечивают динамическое развитие строительной отрасли, в первую очередь, за счёт снижения стоимости и сроков строительства, повышения качества возводимых объектов, комфортности проживания и эксплуатации.

Выполненная работа посвящена расчетам совместной работы грунтового массива и различных конструктивных решений крепления стен глубоких котлованов.

В нашей стране в практике проектирования подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов, в частности, весьма распространенных стенок из металлического и железобетонного шпунта, до настоящего времени широко используются методы определения распора и отпора грунта, базирующиеся на классической теории давлениях [1]. При этом сами стенки рассматриваются как вертикальные балки, находящиеся под воздействием активного и пассивного давления грунта, определяемого по Кулону (методы Э. Якоби, Блюма — Ломейера и др.). Однако получаемые при этом коэффициенты запаса оказываются значительно завышенными, а конструктивные решения неэкономичными.

Уточнение существующих методов расчета заанкеренных стенок и стенок с подкосной и распорной системой в части определения бокового давления грунта и продольных усилий в анкерах и подкосно-распорных системах представляет собой весьма сложную задачу [2].

Такие, например, вопросы, как точный учет активного давления грунта, оптимальная глубина погружения шпунта, форма упругой линии, перераспределение давления грунта по высоте стенки, условия «заделки» шпунта, взаимодействие стенки с грунтом засыпки в условиях допредельного и предельного состояний и другие, до настоящего времени остались не выясненными, а существующие теории и научные предположения, основанные в большинстве случаев на лабораторных опытах, к сожалению еще недостаточно отражают действительную работу конструкций [3].

В современной ситуации при наличии огромного числа программно-вычислительных комплексов, основанных на методе конечных элементов и расчета конструкций как без учета, так и с учетом физической нелинейности, ситуация в части расчета подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов по классическим методам расчета становится недопустимой.

Непрерывно увеличивающаяся мощность современных компьютеров (быстродействие, память, операционные среды) и современные фундаментальные методы строительной механики (метод конечных элементов, методы решения геометрически и физически нелинейных задач, задач нелинейной динамики и др.) создают предпосылки для компьютерного моделирования процессов жизненного цикла конструкций. Если в докомпьютерный период инженер-конструктор оперировал с расчетными схемами и, по сути, в его задачу входило определить напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции, соответствующее принятой расчетной схеме, то сейчас имеется возможность проводить компьютерное моделирование различных процессов, таких как последовательности выемки грунта из котлована.

Из изложенных материалов были поставлены задачи настоящей работы:

1. Создание конечно-элементных моделей и расчет совместной работы грунта и различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована без учета физической нелинейности.
2. Моделирование и расчет совместной работы грунта и шпунтового ограждения с подкосным креплением с учетом физической нелинейности.
3. Проверка адекватности моделей и результатов расчетов без учета и с учетом физической нелинейности по классическому методу расчета подпорных стенок и ограждений глубоких котлованов;

4. Оценка возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений;
5. Оценка развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции крепления стен глубокого котлована поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована.
6. Экономическая оценка применения различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована, а также формирование рекомендаций по использованию различных методов крепления в конкретных ситуациях.

В работе моделировались различные конструктивные решения крепления стен глубоких котлованов и производился линейный расчет. При этом рассматривались следующие виды крепления ограждения глубокого котлована: распорное крепление шпунтового ограждения; подкосное крепление шпунтового ограждения; ограждение глубокого котлована, выполненное по технологии «стена в грунте». Для оценки возможности применения линейного расчета в геотехнических задачах была сформирована конечно-элементная модель совместной работы грунтового массива и подкосного крепления шпунтового ограждения и произведен расчет с учетом физической нелинейности. Также возможности современного геотехнического расчетного комплекса PLAXIS позволил произвести оценку развития деформаций и внутренних усилий в элементах конструкции с учётом этапности выемки грунта из котлована. Для проверки адекватности полученных результатов был произведен ручной расчет подкосного крепления шпунтового ограждения котлована с использованием классического метода по схеме Блюма-Ломейера. Также в работе произведена экономическая оценка рассматриваемых в работе конструктивных решения крепления стен глубокого котлована. При этом, экономическая составляющая играет большую роль, но не является важнейшим фактором при выборе метода крепления стен глубоких котлованов в конкретной геотехнической ситуации. В связи с этим автором в графической форме были выдвинуты Рекомендации при выборе крепления стен глубоких котлованов.

Результатами работы являются следующие выводы:

1. Предложена методика линейного расчета различных креплений стен глубоких котлованов
2. Показано, что результаты расчета подкосного крепления стен глубокого котлована в линейной постановке отличаются не более чем на 5% с результатами ручного расчета, а результаты расчета в нелинейной постановке не более чем на 2%. Таким образом линейный расчет подкосного крепления стен глубокого котлована может служить в качестве оценочного расчета, а BK SCAD инструментом для его реализации. В наиболее ответственных случаях рекомендуется пользоваться расчетом с учетом физической нелинейности и ПК PLAXIS в качестве инструмента для его реализации
3. Произведена оценка развития деформаций и распределения внутренних усилий в элементах конструкции крепления стен глубокого котлована поэтапно с учетом последовательности выемки грунта из котлована
4. Произведена экономическая оценка различных конструктивных решений крепления стен глубокого котлована
5. Предложены рекомендации по использованию различных методов крепления стен глубоких котлованов в конкретных ситуациях
6. Методика расчета шпунта и различных конструктивных креплений стен глубоких котлованов внедрены в процесс проектирования в проектных организациях ПНИПКУ «Венчур» и ООО «Коллаж Студия»

Задачей дальнейших исследований является испытание такой конструкции на практике, получение опытных данных и сравнение их с численным методом расчета.

Диссертационная работа имеет ряд публикаций в печатных изданиях и сборниках тезисов:

1. Гаркавко, А.А. Применение разрядно-импульсной технологии при устройстве глубоких котлованов/ А.А. Гаркавко, К.Э. Шерстяных, В.Д. Кузнецов // XXXVIII Неделя науки СПбГПУ; материалы междун. Научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2009. – С. 288-289.
2. Гаркавко, А.А. Сравнение различных методов конструкции стен котлованов в стесненных условиях/ А.А. Гаркавко, В.Д. Кузнецов // XXXIX Неделя науки СПбГПУ; материалы междун. Научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2010. – С. 200-201.

а также была представлена на семинарах и конференциях:

1. XXXVIII Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2009 г.
2. XXXVIX Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2010 г.

Список использованных источников

1. В.Я. Еремин. Крепление бортов глубоких котлованов. Материалы Киевского семинара SCADGroup 5-8 октября 2009 года, 2009. 52 с.
2. Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок, Госстройиздат, 1963.
3. Ходж Ф. Г. Расчет конструкций с учетом пластических деформаций. Машгиз, 1963.
4. Бреннеке Л., Ломейер Э. Основания и фундаменты. II, Госстройиздат, 1933.
5. Ренгач В. Н. Усовершенствованный метод расчета гибких заанкеренных стенок. Сб. трудов ЛИИЖТа, вып. 272, 1967.
6. Hansen J. Brinch. Earth Pressure Calculation. The Institution of Danish Civil Engineers. Copenhagen, 1953.
7. Tschebotarioff G. P. Flexible Bulkheads. The Dock and Harbour Authority, April, 1951.
8. Rowe P. W. Anchored Sheet — Pile Walls. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Volume 1, No. 1. London, January, 1952.
9. Briske R. Anwendung von Erddruckumlagerungen bei Spundwandbauwerken. DieBautechnik No. 7, No. 10. Berlin, 1957.
10. Терцаги К. Теория механики грунтов. Госстройиздат, 1961.
11. Чеботарев Г. П. Заметки об одном заседании. — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1961, № 6.
12. Дуброва Г. А. Взаимодействие грунта и сооружений. Изд-во «Речной транспорт», 1963.
13. Горюнов Б. Ф., Курочкин С.Н. Пути снижения стоимости и повышения долговечности портовых причальных сооружений. Труды НИИ морского флота, вып. 19. Изд-во «Морской транспорт», 1958.
14. Шихиев Ф. М. Новый метод расчета заанкеренных больверков. Научные труды ОИИМФ, вып. XX. 1959.
15. Гончаров Ю. М. К расчету тонкостенных конструкций, воспринимающих горизонтальный распор несвязного грунта. Труды НИИ по строительству, вып. 4, Красноярск, 1963.
16. Маликова Т. А. Расчет полосы, нагруженной любой нагрузкой, лежащей на четверти упругой плоскости. Механика грунтов, сб. № 49 НИИ оснований и подземных сооружений, 1962.
17. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды, Физматгиз, 1960.
18. Березанцев В. Г. Расчет прочности оснований сооружений. Госстройиздат, 1960.
19. Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки (расчет и проектирование). Л. Стройиздат. 1970г. 111 с
20. Информационно-справочное печатное издание «Современное высотное строительство». Расчеты при проектировании фундаментов высотных зданий. Электронная версия. URL: <http://www.concentre.ru/promodisc/Content/6.3.pdf>
21. Тоймбетов, Ергали Дуйсенович Давление грунта на ограждающие стены котлованов: Дис. канд. техн. наук : 01.02.07 М., 1994
22. Жукова, Людмила Валерьевна Оценка влияния конструктивно-технологических параметров на прочность и устойчивость ограждения котлованов с анкерным креплением : Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 М., 2003
23. Хасан Хасенин Флайх Взаимодействие анкерных конструкций "стена в грунте" с грунтовым массивом : Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 М., 2001
24. Левкин, Александр Аркадьевич Напряженно-деформированное состояние оснований зданий при наличии разъединительного шпунтового ряда : Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 СПб., 1996

25. С. С. Зуев. Опыт применения специальных технологий производства работ по устройству ограждающих конструкций котлованов // Промышленное и гражданское строительство (ПГС) : Ежемесячный научно-технический и производственный журнал / Российское общество инженеров строительства; Российская инженерная академия .— М., 2009 .— №3 .— С. 49-50 .— (Организация строительного производства) .— ISSN 0869-7019.
26. С.Б. Ухов. Котлованы и выработки в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов : Науч.-техн. журн. Гос. ком. СМ СССР по делам стр-ва .— Москва., 2002 .— №4 .— С.2-3 .— (Герсевановские чтения) .— ISSN 0030-6223.
27. Б. Н. Астраханов. Тенденции развития технологий устройства ограждений котлованов в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов : Науч.-техн. журн. Гос. ком. СМ СССР по делам стр-ва .— Москва., 2002 .— №4 .— С.4-8 : ил .— (Герсевановские чтения) .— ISSN 0030-6223.
28. Расчет устойчивости откосов и подпорных стен котлованов городских подземных сооружений в условиях риска : Дис. ... канд. техн. наук : 25.00.20 Екатеринбург, 2005 176 с. РГБ ОД, 61:06-5/1701
29. Дидух В.И. Взаимодействие ограждающей стенки с грунтовым массивом в процессе выемки котлована / Абу-Махади М.И. // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования. 2000. № 1. С. 70-78.
30. Логутин В.В. Определение усилий в ограждающих конструкциях котлована / Таржиманов М.А. // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2010. № 18. С. 29-34.
31. Rutherford C. DESIGN MANUAL FOR EXCAVATION SUPPORT USING DEEP MIXING TECHNOLOGY / Jean-Louis BRIAUD // TEXAS A&M UNIVERSITY MARCH 31, 2005 URL:<https://ceprofs.civil.tamu.edu/briaud/DSM%20Manual.pdf>
32. Клованич С.Ф. Расчет бескаркасных береговых портовых сооружений на сейсмические воздействия методом конечных элементов /Шкуровский В.М.// Сб.научн.тр."Гидротехнические сооружения. Морские и речные порты",Одесса, 1995
33. Карпенко Н.И. Моделирование работы фундаментов уплотнения методом конечных элементов / Клованич С.Ф., Школа А.В., Винников Ю.Л. // Вестник отделения строительных наук/ Российская академия архитектуры и строительных наук. -Вып.2.- 1999. -С. 191-195
34. Клованич С.Ф. Расчет грунтовых оснований методом конечных элементов с использованием феноменологической модели материала -Киев: НИИСК, 2002 - вып.56. -С. 120-129.
35. Клованич С.Ф. Программа "CONCORD" для решения геотехнических задач методом конечных элементов//Вестник Одесского национального морского унив.- Одесса, 2003, вып.10. - С. 39-46.
36. Клованич С.Ф. Расчет шпунтовых стенок методом конечных элементов//Мир геотехники. -2004. -№2. -С.11-14
37. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейной механике грунтов и бетонов - Киев:НИИСК, 2004.- вып.61.-т.1. -С. 103-108
38. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механика. Библиотека журнала "Свет геотехники". 9-й выпуск. 3.: ООО "ИПО "Запорожье", 2009,400 с.
39. Клованич С.Ф. «Concord». Программный комплекс решения геотехнических задач методом конечных элементов. Руководство пользователя. - Одесса. 2003. - 63 с.

40. Клованич С.Ф., Безушко Д.И. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций. -Одесса: ОНМУ, 2009. - 89 с.
41. Клованич С.Ф. Замкнутые поверхности нагружения в теории течения грунта. - Киев:НИИСК, 2005.- вып.61 -С. 103-108
42. Расчетная оценка параметров ограждения котлована на участке строительства жилых домов по адресу: Большая Охта, кв. 25, участки С-1 и С-2 // ЗАО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург, 2008г. 58с.
43. Техническое обследование жилого дома по адресу: Большоохтинский пр. д. 15 к.1 // ЗАО «Строй-Эксперт», Санкт-Петербург, 2005г.
44. Техническое обследование жилого дома по адресу: ул. Гусева д. 3 // ЗАО «Строй-Эксперт», Санкт-Петербург, 2005г.
45. Техническое обследование жилого дома по адресу: ул. Гусева д. 5 // ООО «Жилкомэксперт», Санкт-Петербург, 2007г.
46. Инженерно-геологические изыскания площадки строительства // трест «ГРИИ», Санкт-Петербург, 2005г.
47. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М.: ГУП ЦППС, 2003. 61 с.
48. ГОСТ 10704-91. Трубы стальные электросварные прямошовные / ИПК издательство стандартов, СССР, 1991.
49. СНиП 3.02.01–87. Земляные сооружения, основания и фундаменты. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1982. – 128с.
50. Назаров Ю.П. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций/ Симбиркин В.Н, Городецкий А.С. // Актуальные проблемы исследований по теории сооружений: Сборник научных статей в двух частях/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. -42 -М: ЦПП. 2009. - С. 204-216.
51. СНиП 2.02.02-83*. Основания и фундаменты. / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР. М.: ГУП ЦППС, 1983.
52. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Минстрой России. -М.: ГП ЦПП, 1995. - 48с.
53. Справочное Пособие к СНиП 2.09.03-85 «Проектирование подпорных стен и стен подвалов» - М: Госстройиздат, 1990.
54. Костерин, Э. В. Основания и фундаменты / Э. В. Костерин. М.: Высшая школа, 1990. - 431 с.
55. Сорочан Е.А. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения.—М.: Стройиздат, 1985.—479 с.
56. Швецов Г.И. Основания и фундаменты: Справочник проектировщика/ -М: Высшая школа, 1991.- 383 с.
57. ГОСТ 30245-2003. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций / ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова», РФ, 2003.
58. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2007. – 609 с.
59. Учебное пособие по PLAXIS. Версия 7. / ООО «НИП-Информатика», 2005г, 90 с.
60. Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов / Российская Академия архитектуры и строительных наук. -М: 2004г.
61. МГСН 2.07-01. Основания, фундаменты и подземные сооружения. - М.: Москомархитектура, 2003 - 108 с.
62. Драновский А.Н., Фадеев А.Б. Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве. - Издательство Казанского университета, 1993 - 355 с.

63. Колыбин И. В. Подземные сооружения и котлованы в городских условиях - опыт последнего десятилетия. - М.: Российская геотехника - шаг в XXI век. Труды юбилейной конференции, посвященной 50-летию РОМГГиФ, 2007, на CD диске - 34 с.
64. Конюхов Д.С. Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения. - М.: Архитектура, 2005 - 298 с.
65. Смородинов М.И., Федоров Б.С. Устройство фундаментов и конструкций способом «стена в грунте». - М.: Стройиздат, 1986 - 216 с.
66. Chang-Yu Ou. Deep Excavations. Theory and Practice. - London, Taylor & Francis, 2006.
67. Возведение сооружений способом "стена в грунте" : Учеб. пособие .— СПб. : Изд-во СПбГТУ, 1997 .— 36 с. — Библиогр.: с.34.
68. Напряженно-деформированное состояние грунтов основания и бортов котлована с учетом пространственного фактора : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 Москва, 2006 197 с. РГБ ОД, 61:07-5/1698
69. Количественная оценка влияния устройства глубокого котлована на близлежащие здания в стесненных условиях городской застройки : Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 Москва, 2005 159 с. РГБ ОД, 61:06-5/2391
70. Сливец, К.В. Деформации грунтового массива и ограждения при разработке котлована в условиях слабых грунтов / диссертация кандидата технических наук : 05.23.02 //- Санкт-Петербург, 2010.- 172 с.: ил. РГБ ОД, 61 10-5/1468
71. Богданов В.В. Комплексный геотехнический мониторинг при устройстве котлована в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / Известия Петербургского университета путей сообщения. // 2009. № 2. С. 110-120.
72. Мороз, А.И. Влияние условий работы крепления котлованов на разгрузку ограждаемого грунта при строительстве подземных сооружений открытым способом /Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал)// 2002. № 11. С. 42-44.
73. Porbaha, A., Raybaut, J.-L., and Nicholson, P. (2001). "State of the Art in Construction Aspects of Deep Mixing Technology." Ground Improvement, 5(3), 123–140.
74. Andromalos, K. B., and Bahner, E. W. (2003). "The Application of Various Deep Mixing Methods for Excavation Support Systems." Grouting and Ground Treatment, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 120, 515–526.

Приложение 1. Справки о внедрении результатов

Приложение 2. Локальные сметные расчеты