

Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях

И.В. Колыбин
НИИОСП, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Аварии, происходящие при устройстве глубоких котлованов в стесненных городских условиях, часто несут тяжелые социальные и экономические последствия. Изучение причин случившихся аварий и анализ возможностей их предупреждения являются чрезвычайно важными для избежания повторения ошибок на новых объектах. В статье рассматриваются аварийные ситуации при строительстве котлованов, произошедшие за последние годы в России и за рубежом. На основании анализа наиболее часто повторяющихся составляющих причин обрушений котлованов сформулированы некоторые рекомендации по обеспечению безаварийного строительства.

1. ВВЕДЕНИЕ

Устройство глубоких котлованов в крупных городах за последнее десятилетие приняло массовый характер. Необходимость активного использования подземного пространства городов связана с потребностями в развитии транспортной инфраструктуры, инженерных систем и обеспечения местами парковки личного автотранспорта с учетом нарастающего дефицита городских территорий. В условиях бума подземного строительства все чаще и чаще приходится слышать сообщения о различных аварийных ситуациях, происходящих при устройстве котлованов.

Как правило, об авариях котлованов мы узнаем из средств массовой информации, эти сообщения обычно поверхностны и часто имеют тенденциозный характер, направленный на запугивание жителей грядущими глобальными катастрофами. Мнение специалистов-геотехников редко попадает в открытую печать. Публикации, посвященные аварийным ситуациям при подземном строительстве, редки даже в профессиональных изданиях, что, естественно, имеет свои этические и экономические причины.

Конечно, аварии бывают разные. В некоторых случаях ситуация не требует дополни-

тельного глубокого анализа. Многие аварии, очевидно, связаны с непрофессионализмом проектных и подрядных организаций, с очевидными нарушениями требований не только строительных норм и правил, но даже элементарной техники безопасности. В июле 2004 года в Нижнем Новгороде произошло обрушение конструкций здания бывшего кадетского Корпуса в результате устройства рядом котлована (рис. 1).



Рис. 1. Обрушение здания бывшего кадетского Корпуса в Нижнем Новгороде.

Котлован глубиной около 3 м устраивался без крепления его стенок ограждающими конструкциями вплотную к фундаментам

существующих зданий, которые не были усилены. В результате обнажения фундаментов произошла потеря несущей способности основания, повлекшая за собой обрушение части здания в котлован. Очевидно, что ни один профессиональный геотехник согласовать такое проектное решение не мог бы.

Разнообразные технологические нарушения на строительных площадках, к сожалению, стали привычными при недостаточно строгом и нерегулярном авторском надзоре проектных организаций. Такие нарушения могут приводить к аварийным ситуациям различной степени тяжести. Наиболее часто встречающиеся последствия – значительные деформации ограждений котлованов, повреждения близлежащих зданий, оседания и провалы полотна улиц (рис. 2) и внутридворовых территорий.



Рис. 2. Провал на проезжей части улицы в Москве при отсутствии забирки в ограждении котлована.

В большинстве же аварийных случаев, особенно при значительных разрушениях, к негативным последствиям приводит комплекс причин и стечений обстоятельств, требующий тщательного анализа и изучения. Восстановление сценариев развития аварий, выявление наиболее часто повторяемых ошибок и просчетов при проектировании и строительстве, а также исследование факторов и воздействий, не учитываемых нормативными документами, играют весьма важную роль в предотвращении новых аварийных ситуаций при устройстве котлованов.

2. КАТЕГОРИИ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ

Под аварией при строительстве обычно понимают серьезное повреждение или разрушение строящегося сооружения или его части, конструкций рядом расположенных зданий и коммуникаций. В случае аварии в конструкциях зданий и сооружений возникают предельные состояния I группы, т.е. нарушается их прочность или устойчивость. Аварии при устройстве котлованов связаны помимо этого с наступлением предельного состояния в некоторых областях примыкающего грунтового массива.

Под аварийной ситуацией понимаются создавшиеся в процессе строительства отклонения от проекта или результатов прогноза, которые требуют вмешательства в производство работ и в противном случае могут привести к аварии. Аварийные ситуации связаны, как правило, со значительными непрогнозируемыми деформациями ограждений котлованов или их элементов, окружающих зданий, сооружений и коммуникаций, т.е. с возникновением предельных состояний II группы.

В настоящее время отсутствует геотехническая классификация аварийных ситуаций при устройстве котлованов. Для удобства описания в дальнейшем аварийных случаев в таблице 1 предложен вариант такой классификации по степени их тяжести и по объектам проявления их последствий. В классификации и далее термин «аварийная ситуация» обобщен и распространяется также на случаи непосредственно аварий.

Таким образом, следуя предложенной классификации, аварийная ситуация на рис. 1 соответствует категории II.B, а на рис. 2 – категории III.D. Тяжелая авария анкерного крепления котлована при строительстве тоннеля рядом со станцией Гаджва в Южной Корее в июне 2007 г., приведшая к разрушению примыкавшего железнодорожного полотна (рис. 3), может быть отнесена к категории II.ACD. Следует отметить, что чаще случаются аварийные ситуации IV – самой легкой категории. Наиболее тяжелые аварии I категории, приводящие к катастрофическим последствиям, связанным с техногенной активизацией опасных инженерно-ге-

Таблица 1. Классификация аварийных ситуаций при устройстве котлованов

Категория аварийной ситуации	Объект воздействия			
	Строящееся сооружение	Окружающая застройка	Инженерные коммуникации	Грунтовый массив
	A	B	C	D
I катастрофическая	Полное разрушение ограждения котлована и конструкций в котловане	Полное разрушение всех объектов вблизи котлована, повреждение объектов на значительном расстоянии от котлована		Смещение значительных по объему грунтовых масс, связанное с активизацией опасных инженерно-геологических процессов
II тяжелая	Разрушение ограждения котлована и конструкций в котловане с аварийной стороны	Разрушение и повреждение зданий и сооружений вблизи котлована с аварийной стороны	Разрушение и повреждение коммуникаций, в том числе водонесущих, усугубляющие последствия аварии	Смещение в котлован грунтовых масс, связанное с обрушением его ограждающей конструкции или водонасыщением массива, образование значительных провалов
III средней тяжести	Частичное разрушение ограждения котлована или его конструктивных элементов	Разрушение и повреждение отдельных несущих конструктивных элементов примыкающих зданий и сооружений	Локальные конструктивные повреждения коммуникаций, не усугубляющие последствия аварии	Локальное смещение грунта в котлован, сопровождающееся образованием провалов на дневной поверхности
IV легкая	Чрезмерные деформации ограждения котлована или его конструктивных элементов	Сверхнормативные деформации зданий и сооружений, сопровождающиеся повреждением их несущих элементов	Значительные деформации инженерных коммуникаций, грозящие потерей их эксплуатационной пригодности	Значительные деформации земной поверхности вблизи котлована, образование трещин и заколов на поверхности



Рис. 3. Обрушение анкерного крепления котлована при строительстве тоннеля в Южной Корее.

ологических процессов, наоборот, достаточно редки. Пример такой аварии будет далее показан.

3. ПРИЧИНЫ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ

Причины, вызывающие аварии зданий и сооружений, могут возникать на любом из этапов их создания, начиная с инженерно-геологических изысканий и заканчивая процессом эксплуатации. Анализ комплекса причин, наиболее часто приводящих к авариям при строительстве глубоких котлованов, позволяет выделить из них следующие большие группы:

- Ошибки и просчеты при выполнении инженерно-геологических и других видов изысканий;

- Ошибки при проектировании, которые могут допускать как геотехники, анализирующие взаимодействие конструкций с грунтовым массивом, так и конструкторы, определяющие параметры конструктивных элементов;

- Некачественное выполнение работ, несоблюдение при строительстве проектных параметров, использование материалов и технологий, не соответствующих проекту;

- Нарушения ПОС, несоблюдение предусмотренной проектом последовательности производства работ;

- Ошибки в управлении проектом, отсутствие надлежащего контроля качества, недостаточный мониторинг, плохое взаимодействие с проектировщиком в процессе строительства, несоблюдение сроков строительства;

- Неправильная эксплуатация;

- Форс-мажорные причины, связанные с воздействиями, непредусмотренными строительными нормами и правилами, природного и техногенного характера.

Помимо форс-мажорных обстоятельств, которые не могут быть заранее предвидены и подвергнуты анализу, остальные причины возникновения аварийных ситуаций связаны с человеческим фактором, т.е. носят субъективный характер. Ошибки человека могут быть обусловлены следующими обстоятельствами:

- недостатком информации или ее неправильной интерпретацией;

- отсутствием достаточного опыта и необходимой квалификации;

- неудовлетворительной организацией трудового процесса;

- желанием сэкономить средства и время;

- необходимостью выполнения своих обязанностей в условиях дефицита времени;

- отсутствием апробированных методик анализа;

- отсутствием критического подхода и пессимистических оценок;

- нежеланием обсуждать дискуссионные вопросы, недостаточной публичностью.

К серьезным авариям котлованов приводит обычно комплекс причин, друг с другом

связанных и вытекающих одна из другой. Так недостатки инженерно-геологических изысканий неминуемо влекут за собой ошибки при проектировании, а ошибки в управлении проектами всегда приводят к снижению качества работ. Рассмотрим на конкретных примерах аварийных ситуаций, произошедших за последние годы в России и за рубежом, наиболее характерные и повторяемые составляющие причин обрушений или сверхнормативных деформаций ограждений глубоких котлованов.

4. РОЛЬ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ

Очевидно, что для принятия правильного проектного решения необходимо иметь максимально полную и достоверную информацию об участке строительства и его непосредственном окружении. Наиболее важным является исследование инженерно-геологического строения и гидрогеологических условий территории. Задачи подземного строительства требуют, как правило, большего объема информации, чем привыкли выдавать геологи в результате рутинных изысканий. Рассмотрим, каким образом неполнота изысканий может способствовать или в явном виде приводить к созданию аварийных ситуаций.

Условия устройства котлованов в сложившейся городской застройке часто во многом определяет история использования площадки. На возможность и способ устройства ограждения котлована могут влиять остатки старых фундаментов, засыпанные подвалы, колодцы, неэксплуатируемые коммуникации. Не обнаруженные в процессе изысканий как жесткие техногенные включения в грунте, так и незаполненные полости или включения повышенной пористости могут привести к осложнениям и браку при устройстве ограждений котлованов. При устройстве стены в грунте на ул. Долгоруковской в Москве на глубине до 3 м были встречены пропущенные изысканиями остатки фундаментов существовавшего на этом месте в середине прошлого века военного завода, остатки металлического проката, незаполненные полости. При бетонировании отдельных захваток наблюдались значительные расходы бентонитового рас-

твора и внезапные уходы свежего бетона (рис. 4). Весьма важным при разработке программы изысканий на площадках со значительной техногенной историей является изучение архивных материалов. Большое внимание также должно уделяться определению экологической пригодности таких площадок для подземного строительства.



Рис. 4. Бракованная захватка стены в грунте в месте ухода свежего бетона.

Значительные неприятности при устройстве стен ограждений котлованов могут принести и не обнаруженные в процессе изысканий более прочные разности естественного происхождения: валуны (рис. 5), гравелистые прослойки, включения скальных и полускальных грунтов. Встреченные уже в процессе строительства такие включения могут воспрепятствовать погружению шпунта на проектные отметки, осложнить устройство стен в грунте при использовании неподходящего оборудования.



Рис. 5. Валун, извлеченный при устройстве котлована в Берлине (Kuntsche, 2007).

Еще одним требованием к инженерно-геологическим изысканиям при устройстве глубоких котлованов является необходимость исследования строения и свойств грунтового массива вне строительной площадки. Особенно актуальным это является при проектировании грунтовых анкеров, при строительстве на склонах или рядом с ними, при устройстве котлованов вблизи рек или водоемов. На практике это требование обычно нарушается, что связано со сложностями получения ордера на буровые работы вне площадки и непониманием заказчиков важности выполнения этих работ. В крупных городах, имеющих геоинформационные базы, частично эти проблемы удастся решить за счет использования архивных сведений, однако, и это выполняется не всегда. В качестве примера может быть приведено строительство котлована жилого дома, имеющего двухэтажную подземную часть, на ул. Д.Ульянова в Москве. Крепление ограждения котлована, устроенного способом стена в грунте, в соответствии с проектом должно было выполняться двумя ярусами грунтовых анкеров. После экскавации котлована до уровня, соответствующего отметке установки нижнего яруса анкеров, выяснилось, что с одной стороны вне контура котлована залегают текучие суглинки, не встреченные при изысканиях. Требуемую несущую способность анкеров, корни которых должны были располагаться в слабом слое, обеспечить не удалось. В связи с этим было принято оперативное решение о корректировке проекта и установке на этом участке распорок взамен анкеров (рис. 6).



Рис. 6. Замена нижнего яруса анкеров на распорки на участке залегания слабых грунтов.

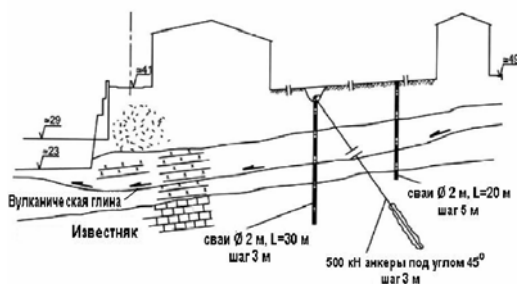


Рис. 7. Мероприятия по стабилизации активизированного котлованом оползня в Лиссабоне (Gomes Coelho, 2007).



Рис. 8. Противоаварийные мероприятия в котловане при активизации оползня, Лиссабон (Gomes Coelho, 2007).

Отсутствие понимания инженерно-геологического строения за пределами строительной площадки может приводить к тяжелым последствиям. Устройство котлованов способно провоцировать активизацию опасных инженерно-геологических процессов, в первую очередь оползневых. Примером такой ситуации, грозившей перерасти в аварию I категории, является строительство в начале 1990-х здания института экономики ISEG в историческом квартале Лиссабона (Gomes Coelho, 2007). Проект предполагал

работы преимущественно в скальных грунтах и не учитывал общего геологического падения слоев в сторону котлована. В результате земляных работ был дан толчок развитию глубокого оползня по плоской поверхности скольжения, приуроченной к тонкому слою вулканических глин (рис. 7). Признаки деформаций земной поверхности и конструкций зданий, включая заколы и трещины, были зарегистрированы на значительном (до 60 м) расстоянии от котлована. Экстренные меры (рис. 8) были приняты для предотвращения разрушения ограждения котлована и прилегающей застройки. В результате строительство было остановлено и в последствии отменено. Для стабилизации оползневых процессов и предотвращения дальнейшего ущерба потребовались дорогостоящие мероприятия, включающие устройство глубоких свай и анкеров (рис. 7).

В процессе производства инженерно-геологических изысканий следует повышенное внимание уделять изучению грунтов и скальных пород, обладающих высокой пористостью и проницаемостью, в особенности склонных к проявлению карстово-суффозионных процессов. Должна быть выяснена их способность поглощения глинистых растворов, используемых при буровых работах и устройстве траншейных стен в грунте. Значительная кальматация бентонитового раствора в зонах повышенной проницаемости известняков может приводить к нарастанию глинистой корки и снижению величины защитного слоя бетона у арматурных каркасов стены в грунте.

Весьма важным для принятия правильных проектных решений по устройству котлованов является понимание и тщательное изучение гидрогеологических условий площадки строительства и региональных режимов фильтрации. Обязательным требованием является детальная стратификация водонесущих и водоупорных слоев грунта, определение их коэффициентов фильтрации и водоотдачи. Изучение локальных гидрогеологических особенностей участков застройки должно выполняться в контексте общего понимания режимов фильтрации на значительной окружающей территории, что неизбежно ведет к необходимости привлечения фондовых материалов и баз данных.



Рис. 9. Деформации котлована в Пуэрто-Рико (Crumley, 1998).

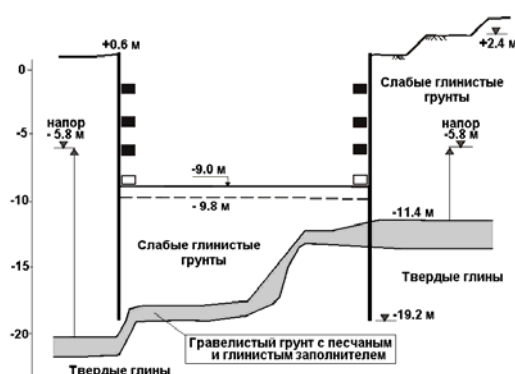


Рис. 10. Геологические условия, явившиеся причиной аварийной ситуации в Пуэрто-Рико (Crumley, 1998).

Важность правильного понимания гидрогеологических условий можно проиллюстрировать аварийной ситуацией категории IV.AD, произошедшей при устройстве котлована насосной станции в городе Маягуэз на острове Пуэрто-Рико (Crumley, 1998). Первая попытка устройства котлована прямоугольной в плане формы глубиной около 10 м закончилась аварией. Второе решение предполагало устройство круглого в плане колодца диаметром 42.1 м, ограждающая конструкция которого выполнялась из шпунта длиной 19.8 м, окружающего место предыдущей аварии. Крепление шпунта должно было выполняться с помощью четырех железобетонных кольцевых поясов жесткости. После установки трех

поясов жесткости на стадии разработки котлована до отметки -9.0 м с его восточной стороны были зафиксированы значительные (до 1.5 м) смещения шпунта в сторону котлована ниже последнего пояса, осадки поверхности грунта вне котлована составили до 60 см. Деформации шпунта сопровождались интенсивным выпором грунта со дна котлована (рис. 9). Для предотвращения разрушения конструкций котлован был засыпан до отметки -7.6 м, после чего было начато исследование причин аварийной ситуации. Проект разрабатывался на основании информации об инженерно-геологическом строении массива, полученной по двум архивным разведочным скважинам, в которых отбор образцов производился с интервалом 1.5 м. Проектное решение исходило из предположения об однородном залегании по глубине инженерно-геологических элементов, а нижний конец шпунта должен был быть заделан в твердые глины. Дополнительные изыскания, проведенные после проявления аварийных деформаций, выявили значительное падение кровли твердых глин в западном направлении и наличие в их кровле тонкого водонасыщенного пласта гравелистого грунта с песчаным и глинистым заполнителем. Пьезометрический напор в гравийном слое составлял от 5.6 м с восточной стороны до 14.5 м с западной, свободная поверхность в пьезометрических скважинах установилась на отметке -5.8 м (рис. 10). Таким образом, в момент экскавации котлована до отметки -9.0 м вес глинистого грунта, расположенного выше гравийного слоя, оказался в восточной части котлована меньше гидростатического давления в напорном горизонте, что и обусловило его всплытие. Процесс гидравлического выпора грунта со дна котлована повлек за собой потерю сопротивления боковому давлению и аварийные деформации шпунта внутрь котлована.

Проведение инженерно-геологических изысканий для подземного строительства должно осуществляться в тесном сотрудничестве геологов-изыскателей и инженеров-геотехников. К сожалению, в настоящее время часто распространена практика, когда изыскательская организация сама подготавливает себе техническое задание на изыска-

ния, которое формально согласует технический заказчик и генпроектировщик. По нашему мнению, в разработке технического задания и согласовании программы изысканий в обязательном порядке должны принимать участие профессиональные геотехники. Особенно важным это является при определении способов и методик определения физико-механических свойств грунтов, которые должны быть ориентированы на последующее использование при проектировании адекватных моделей. Наиболее тщательным лабораторным исследованиям должны подвергаться чувствительные слабые водонасыщенные глинистые грунты, устройство котлованов в которых чрезвычайно сложно и часто приводит к аварийным последствиям.

Строительство глубоких котлованов ввиду повышенных строительных рисков предъявляет дополнительные требования и к другим видам инженерных изысканий. До начала рабочего проектирования должны быть выполнены обследования близлежащих зданий, сооружений, крупных коммуникаций. Необходимо определить их отметки заложения, конструктивные особенности, нагрузки, передаваемые на ограждение котлована. Должно быть документально зафиксировано состояние их конструкций, определены предельные величины допустимых деформаций, служащие ограничительным ориентиром при дальнейшем проектировании.

5. ОШИБКИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ИЛИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ?

Когда случается крупная авария, к которой приводит, как правило, не один, а целый ряд факторов, встает закономерный вопрос – какой же из факторов явился ключевым? Что должно было быть сделано для ее предотвращения? На каком из этапов уже невозможно было избежать аварии?

В процессе технического расследования причин аварийных ситуаций подрядчик обычно доказывает, что проектные решения были не достаточно надежны, проектировщик, наоборот, утверждает – причиной послужили отклонения от проекта. Рассмотрим некоторые опубликованные примеры.

5.1. Авария насосной станции в Бангкоке

Строительство второй очереди очистных сооружений в Бангкоке (Таиланд) сопровождалось аварией I категории, произошедшей в котловане насосной станции в августе 1997 года (Теракса и др., 1999). Котлован имел неправильную в плане форму (рис.11), его глубина составляла 21 м.

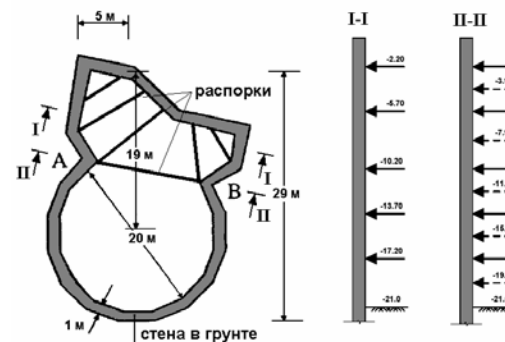


Рис. 11. План котлована насосной станции в Бангкоке и уровни установки распорок (Теракса и др., 1999).



Рис. 12. Площадка насосной станции после аварии (Теракса и др., 1999).

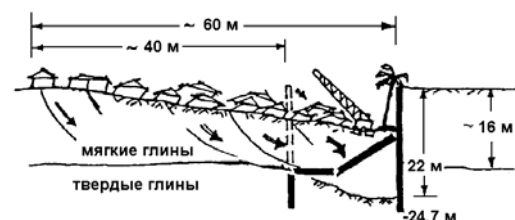


Рис. 13. Зона проявления последствий аварии котлована насосной станции (Теракса и др., 1999).

Ограждение котлована было выполнено в виде стены в грунте толщиной 1 м. Инженерно-геологические условия были представлены глинистыми грунтами, прочность которых возрастала с глубиной. Котлован в плане состоял из двух частей – круговой и многоугольной, сопрягающихся в точках «А» и «В» (рис.1). Крепление многоугольной части котлована осуществлялось пятью ярусами металлических распорок, в месте примыкания ее к круговому контуру по проекту должны были устанавливаться дополнительные пять уровней распорок. Круговой контур стены в грунте должен был работать как цилиндрическая равномерно сжатая по периметру оболочка. По верху стены в грунте была устроена монолитная обвязочная балка.

В процессе экскавации выполнялись инклинометрические наблюдения за перемещениями стены в грунте. На финальных стадиях экскавации наблюдения показали значительные горизонтальные перемещения верха стены в местах примыкания кругового контура к прямолинейному, которые превысили 80 мм. Характер деформаций стены в грунте в этих точках соответствовал консольной схеме работы ограждения. К моменту экскавации котлована до проектной отметки были установлены 5 основных уровней распорной системы и только два верхних дополнительных уровня между точками «А» и «В» (рис. 14). В обвязочной балке были зафиксированы трещины растяжения, которые развивались, также отмечался треск в конструкциях распорной системы. Было рекомендовано безотлагательно приступить к установке оставшихся распорных конструкций, что не было выполнено ввиду обрушения западной стены котлована. Обрушение стены спровоцировало масштабные смещения грунтового массива в котлован в зоне до 40 м от его границы (рис. 13). В результате аварии были разрушены несколько деревянных зданий; строительная техника и обрушившаяся стена были погребены грунтом в котловане (рис. 12).

Анализ причин аварии (Теракса и др., 1999) показал, что были допущены существенные погрешности как при проектировании, так и при устройстве распорной системы.



Рис. 14. Распорная система в точке «А» котлована за день до обрушения (Теракса и др., 1999).

Поверочные расчеты МКЭ показали, что центральные распорки были значительно перегружены и должны были находиться в состоянии близком к предельному в момент аварии, что абсолютно снижало их эффективность. С другой стороны, фактическое отсутствие трех дополнительных уровней распорок и низкое качество установки обвязочных поясов еще более снизили надежность распорной системы.

Хочется обратить внимание еще на одно обстоятельство, не отмеченное при анализе в работе Теракса и др. (1999). На рис. 14 видно, что обвязочные металлические пояса обрываются в месте примыкания линейной секции стены в грунте к круговой. Давление на ограждение котлована стремится сдвинуть края круговой секции в точках «А» и «В» относительно прямолинейных участков, раскрепленных обвязочными поясами и распорками. Сопротивление сдвигу конструкции на участках примыкания обеспечивается только за счет прочности монолитной обвязочной балки и сопротивления сдвигу между двумя захватками стены. Прочность контакта между захватками стены была явно превышена в процессе экскавации, о чем свидетельствует наличие трещины на рис. 14. Дальнейшее истощение прочности

обвязочной балки непосредственно повлекло за собой разрушение всей конструкции. Таким образом, на наш взгляд, ключевая ошибка заключалась в неправильном проектировании распорной системы, которая в обязательном порядке должна была предусматривать установку замкнутых обвязочных поясов в круговой секции котлована. Одно лишь усиление центральных распорных элементов между точками «А» и «В» котлована без замыкания обвязочных поясов могло быть недостаточным для избежания аварии.

5.2. Подземный паркинг Лоронг Лимао

Ошибки, связанные именно с конструированием обвязочных поясов распорной системы, аналогичные приведенному выше примеру, достаточно характерны. Похожая ошибка привела к аварии меньших масштабов категории IV.ACD при строительстве котлована подземного паркинга Лоронг Лимао в Сингапуре (Shirlaw и др., 2005). Котлован глубиной 8.1 м устраивался в современных моренных глинах. В качестве его ограждения использовалась комбинированная конструкция из шпунта и двутавров, раскрепленная в трех ярусах. Котлован имел неправильную форму с большим количеством углов. В одном из углов стены, к которому подходили угловые распорки, обвязочные пояса не были замкнуты.



Рис. 15. Сдвиг обвязочных поясов вдоль шпунта более чем на 600 мм (Shirlaw и др., 2005).

Продольная составляющая усилий, передаваемых угловыми распорками на пояса, могла быть воспринята только сваркой поясов со шпунтом. Прочность сварного соединения оказалась недостаточна, что привело к продольному смещению поясов вдоль стены более чем на 60 см (рис. 15). Соответствующее перемещение получила и противоположная стена котлована, вызвав осадки дорожного полотна и деформации газопровода, примыкающего к котловану. Целостность газопровода, однако, не была нарушена даже при столь значительных деформациях.

5.3. Авария тоннеля около станции Марина Бэй в Сингапуре

Чаще всего крупные аварии котлованов случаются в сложных грунтовых условиях, особенно в слабых водонасыщенных грунтах. К территориям, на которых подземное строительство затруднено можно отнести прибрежные зоны Сингапура, инженерно-геологическое строение которых характеризуется мощными отложениями современных моренных глин с очень слабыми физико-механическими свойствами. Центральный сервисный тоннель устраивался в 2002 году недалеко от станции Марина Бэй на насыпной территории (Shirlaw и др., 2005). Насыпь была устроена примерно на 10 лет раньше начала строительства.

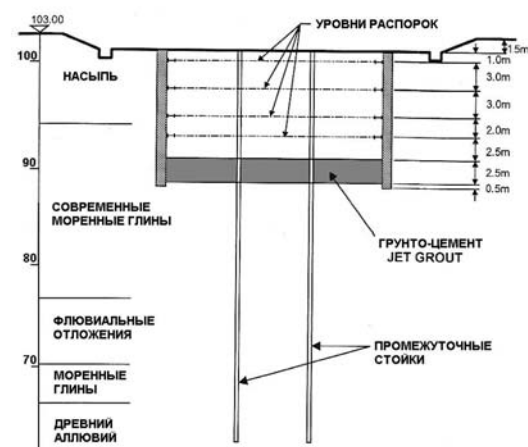


Рис. 16. Схема котлована центрального сервисного тоннеля (Lim & Tan, 2003).

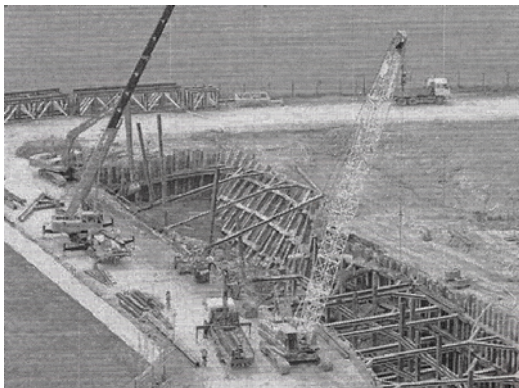


Рис. 17. Обрушение котлована сервисного тоннеля (Shirlaw и др., 2005).

Котлован должен был разрабатываться до глубины 16 м. Комбинированное ограждение котлована из шпунта и прокатных профилей должно было раскрепляться распорками в четырех ярусах. Заглубление ограждения ниже проектной отметки дна котлована составляло всего лишь 3 м. Для обеспечения устойчивости нижнего конца стены в основании способом струйной цементации была устроена плита из грунто-цемента толщиной 2.5 м (рис. 16). Предотвращение всплытия грунтоцементной плиты обеспечивали два ряда промежуточных стоек, заглубленные в древний аллювий и работающие на выдергивание.

Авария произошла, когда экскавация достигла уровня четвертого яруса распорок. Было установлено, что произошел гидравлический выпор грунтоцементной плиты и ее излом в центральной части котлована на длине около 50 м. Выпор плиты в днище котлована повлек за собой выдергивание промежуточных стоек, выгиб распорок и катастрофическое смещение в котлован подпорных стен (рис. 17).

Версия явных ошибок в проекте не подтверждалась, так как другие части тоннеля, успешно построенные, были запроектированы аналогичным образом. Отличием от построенных участков тоннеля на аварийном участке являлось (Lim & Tan, 2003):

- Пригрузка на бровке котлована, превышавшая в 6 раз проектную, равную 20 кПа;
- Пионерный котлован глубиной 1.5 м не был выполнен в соответствии с проектом;

- Фактическая толщина грунтоцементной плиты была меньше проектной и составляла всего лишь 2 м;

- Промежуточные опоры были погружены до проектной отметки, но не были заглублены в прочный аллювий, кровля которого на данном участке понижалась, в результате чего сопротивление выдергиванию оказалось не достаточным.

Приведенный пример показывает, что сочетание большого количества достаточно мелких отклонений от проекта может привести к крупной аварии. Для избежания подобных обстоятельств, по нашему мнению, в расчете на всплытие при проектировании горизонтальных противофильтрационных завес в днищах котлованов должны приниматься более консервативные значения коэффициентов надежности по нагрузкам и материалам, чем предусмотрено в настоящее время.

5.4. Авария тоннеля Никол Хайвей

Еще одна крупная авария при строительстве транспортного тоннеля в условиях слабых глинистых отложений Сингапура случилась рядом с шоссе Никол Хайвей в апреле 2004 года. Авария II категории, унесшая четыре человеческие жизни и нанесяшая значительный материальный ущерб, получила значительный резонанс в прессе (Mylius, 2005) и научных кругах (Davies и др., 2006). Анализ этой аварии приводится как в официальном заключении комиссии (Magnus и др., 2005), так и в ряде технических публикаций (Shirlaw и др., 2005, Karlsrud & Andresen, 2007), исследованиям причин аварии посвящена даже диссертационная работа (Artola, 2005).

Авария произошла на участке тоннеля, устраиваемого в котловане открытым способом и примыкающего к круглой в плане опускной шахте, из которой далее тоннель должен был проходиться щитом под рекой Калланг (рис. 18). Ограждение котлована было выполнено способом стена в грунте, толщина стены составляла преимущественно 0.8 м. В соответствии с проектом крепление котлована глубиной 33 м выполнялось с помощью 10 ярусов металлических распорок и двух грунтоцементных плит (рис. 20).

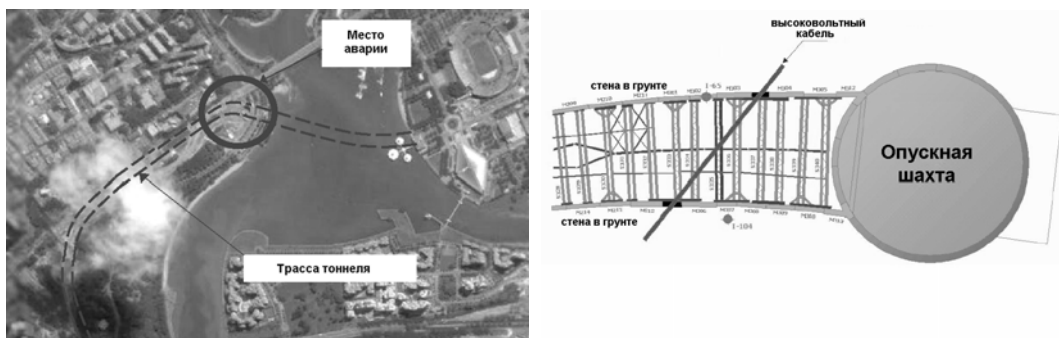


Рис. 18. Аварийный участок тоннеля рядом с шоссе Никол Хайвей (Davies и др., 2006).

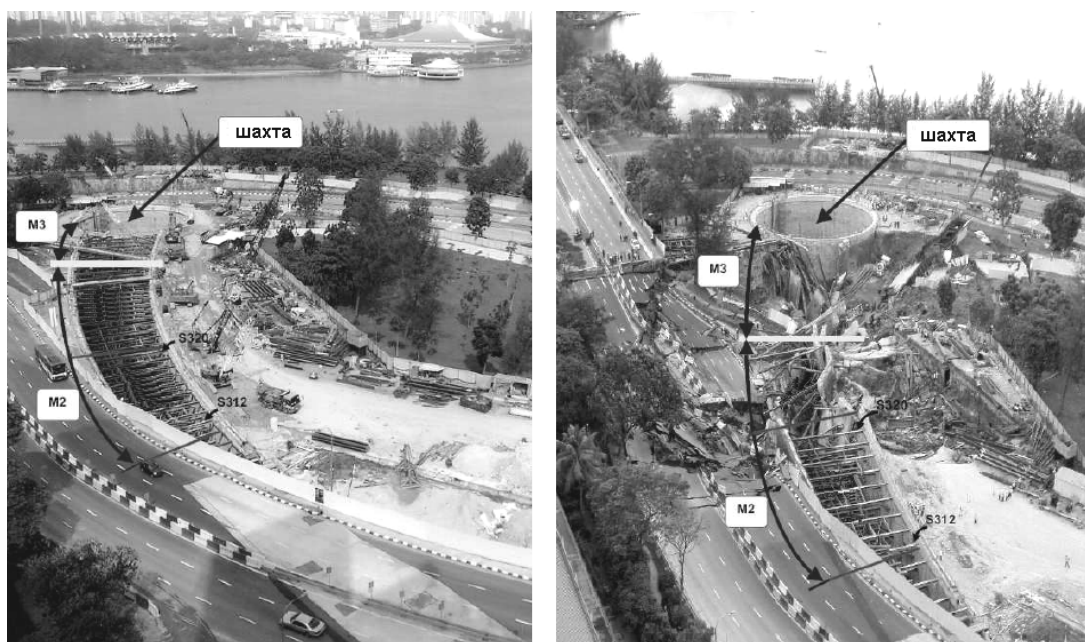


Рис. 19. Шоссе Никол Хайвей до и после аварии тоннеля (Nicholson, 2005).

В инженерно-геологическом строении площадки принимали участие насыпные грунты, мощные отложения слабых водонасыщенных моренных глин, на глубине около 35 м залегали глины эстуария, подстилаемые намного более прочными отложениями древнего аллювия, представленными твердыми суглинками и супесями. Стена в грунте и промежуточные стойки были заглублены в древний аллювий на 5-10 м. Две распорные плиты из грунтоцемента выполнялись с верхних отметок с применением струйной технологии. Верхняя грунтоцементная плита являлась временной и

подлежала разрушению после установки распорных элементов 9-го уровня.

Авария произошла на стадии удаления верхней грунтоцементной плиты и подготовки к установке последнего яруса распорок, когда глубина экскавации составляла около 30 м. Обрушение ограждения котлована на длине более 100 м носило быстрый и катастрофический характер. Разрушение распорной системы привело к «схлопыванию» стены в грунте (рис. 19). В процессе аварии произошли разрушение и взрыв поверхностного газопровода, находившегося рядом с котлованом.

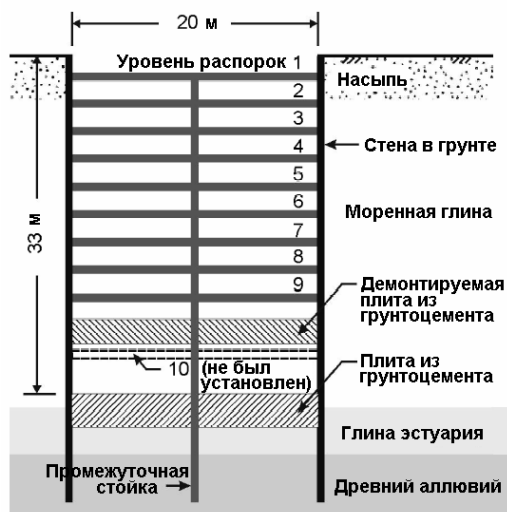


Рис. 20. Схема крепления котлована транспортного тоннеля у Никол Хайвей (Karlsrud & Andresen, 2007).

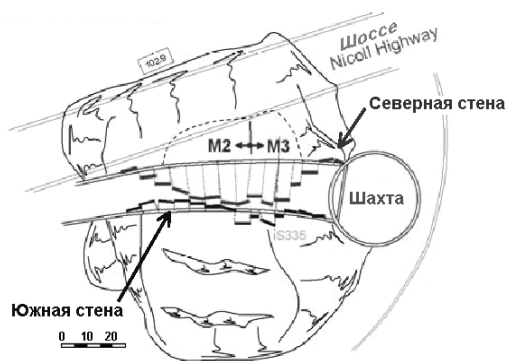


Рис. 21. Съемка зоны разрушений после аварии у Никол Хайвей (Davies и др., 2006)

Разрушениям в результате аварии подверглась значительная территория в радиусе более 50 м от эпицентра (рис. 21), включая проезжую часть шоссе. Комиссия по расследованию причин аварии в своем заключении (Magnus и др., 2005) указала, что к обрушению котлована привел комплекс причин, включая ошибки проектирования и качество выполнения работ. Ошибки проектирования относились как геотехническим расчетам, так и к конструированию элементов крепления котлована.

В отчете комиссии отмечается, что авария произошла в результате двух главных ошибок, допущенных при проектировании:

- Недооценки величин нагрузок, передаваемых на ограждение котлована, в результате использования неадекватной модели грунта;

- Недостаточной надежности запроектированных узлов соединения распорок и обвязочных поясов 9 яруса и неспособности распорной системы перераспределить усилия при их разрушении.

Расчет ограждения котлована был выполнен в плоской постановке МКЭ с использованием программы PLAXIS. В расчетах для всех инженерно-геологических элементов использовалась идеальная упруго-пластическая модель Кулона-Мора с эффективными значениями характеристик сопротивления сдвигу. Для моренных глин эффективный угол внутреннего трения был принят равным $\varphi' = 22^\circ$, а эффективное сцепление $c' = 0.1$ кПа. При этом поведение нормально консолидированных моренных глин предполагалось недренированным, а древних аллювиальных отложений дренированным. Начальные поровые давления задавались поверхностью УПВ, понижаемой в котловане в процессе моделирования его экскавации, процесс консолидации не моделировался. Поскольку в России в настоящее время программа PLAXIS все чаще используется для проектирования ограждений котлованов, причем не только специализированными геотехническими организациями, для избежания повторения следует акцентировать внимание на ошибках, допущенных в расчетах.

Для моделирования недренированного состояния слабопроницаемых водонасыщенных грунтов возможно использование четырех методов (PLAXIS, 2002), сопоставление которых приведено в таблице 2. Таким образом, при проектировании в рассматриваемом случае использовался метод «А». При моделировании недренированного и неконсолидированного поведения слабых глинистых грунтов метод «А» значительно завышает их фактическую прочность, а значит, занижает значения полных напряжений, передаваемых на ограждение котлована.

Таблица 2. Параметры, используемые в программе PLAXIS для моделирования недренированного состояния грунта

Недренированное состояние					
Метод	Вид материала	Модель	Параметры модели		Вычисляемые напряжения
			Прочность	Деформируемость	
A	Недренированный	Кулон-Мор	c', φ' эффективные	E', ν' эффективные	Эффективные напряжения и поровые давления
B	Недренированный	Кулон-Мор	c_w, φ_u полные	E', ν' эффективные	Эффективные напряжения и поровые давления
C	Непроницаемый	Кулон-Мор	c_w, φ_u полные	$E_w, \nu_u=0.495$ полные	Полные напряжения
D	Как в методе «А» для более сложных моделей грунта				

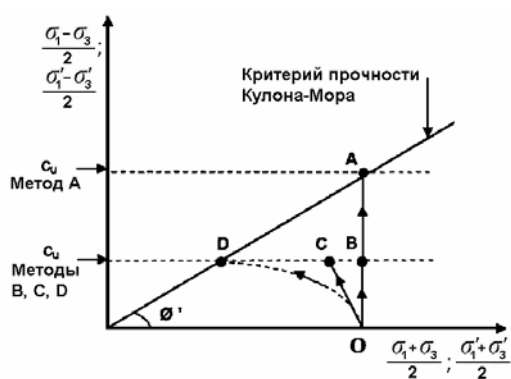


Рис. 22. Траектории достижения предела прочности грунта при использовании различных методов расчета в PLAXIS.

В дренированных условиях большинство грунтов подвержено некоторым объемным деформациям при формоизменении. В частности, слабые нормально консолидированные глины испытывают уплотнение при сдвиге. В недренированных условиях контракция скелета препятствует возникновению положительных поровых давлений, в результате разрушение происходит по траектории снижения средних эффективных напряжений OD (рис. 22). Модель Кулона-Мора не учитывает объемных деформаций при сдвиге. В недренированном состоянии избыточные поровые давления непосредственно связаны с изменением главных октаэдрических напряжений. В отсутствии консолидации, снижение полного главного

напряжения σ_3 , вызванное экскавацией котлована, из условий равнообъемной деформации при $\sigma_1 = \text{const}$ приводит в методе «А» к развитию отрицательных избыточных поровых давлений, а разрушение грунта происходит без уменьшения средних эффективных напряжений по траектории OA на рис. 22. В методах «В» и «С» разрушение грунта также происходит по траекториям изменения главных напряжений, отличным от реальных (OB и OC), однако, значение недренированной прочности в этих методах задается в явном виде.

Отсутствие фильтрационных и консолидационных расчетов при проектировании также являлось ошибкой, поскольку заданное положением УПВ гидростатическое распределение поровых давлений в основании существенно отличалось от действительного. Под подошвой стены в грунте получался значительный скачок в поровых давлениях, которого не могло быть в реальности. Избыточные поровые давления ниже дна котлована, которые не успели диссипировать после снятия гидростатики в процессе его экскавации, не учитывались.

Следует обратить внимание российских специалистов, что отечественные строительные нормы требуют в подобных случаях выполнять не только недренированный, но и дренированный расчет основания, взаимодействующего с ограждением котлована, а величины расчетных усилий в конструкциях принимать по наиболее неблагоприятному варианту.

Допущенные при численном моделировании ошибки привели к следующим результатам (Shirlaw и др., 2005):

- Расчетная величина изгибающего момента в стене в грунте была практически в два раза меньше, чем в действительности;
- Прогнозируемые перемещения ограждения были в два раза меньше наблюдаемых;
- Плиты из грунтоцемента были подвержены большим напряжениям, чем предполагалось;
- Расчетные усилия в 9-ом ярусе распорок были на 10% ниже, чем в действительности, однако, суммарные расчетные усилия во всех установленных ярусах превышали на 20% усилия, полученные поверочным расчетом комиссии.

Большинство экспертов пришло к выводу, что в результате недоармирования стены в грунте в ней произошло формирование пластического шарнира за три дня до аварии.

К ошибкам проекта, допущенным при конструировании распорной системы в котловане, комиссия по расследованию причин аварии отнесла (Magnus и др., 2005):

- Отсутствие в чертежах части концевых раскосов, которые учитывались в расчетах и должны были распределять продольные усилия в распорках;
- Недостаточную прочность узлов примыкания распорок к обвязочным поясам (рис. 23) в два раза ниже требуемой расчетом;
- Замену ребер жесткости в узлах примыкания на С-образные вставки, приведшую к их хрупкому разрушению;
- Прерывистый характер обвязочных поясов на искривленных участках стены в грунте.

Перед началом аварии были отмечены также вертикальные деформации подъема промежуточных стоек, связанные с ростом избыточных поровых давлений в основании котлована. Подъем стоек мог привести к дополнительному продольно-поперечному изгибу распорок, что еще более снижало их несущую способность.

В качестве дополнительных факторов, способствовавших аварии, комиссией были отмечены:

- Задержка в установке 10-яруса распорок;



Рис. 23. Выгиб ребра жесткости и опорной части в месте примыкания распорки к обвязочному поясу до случившейся аварии (Nicholson, 2005)

- Недостаточное заглубление стены в грунте и промежуточных опор, связанное с ошибками при моделировании;
- Высоковольтный кабель, пересекавший котлован, явился причиной локального ослабления распорной системы;
- Наличие погребенного канала в основании не было в достаточной мере учтено при проектировании;
- Нижняя грунтоцементная плита была выполнена тоньше, чем по проекту;
- Мониторинг на площадке выполнялся в недостаточном объеме;
- Контроль качества строительства на площадке был неудовлетворительным.

Серьезные претензии предъявлялись к организации управления строительством. Несмотря на явные и видимые признаки проявления аварийной ситуации строительство не было остановлено, не была сделана попытка выполнить обратный расчет конст-

рукции, проектное решение не обсуждалось с независимыми экспертами и не подвергалось критическому анализу.

6. ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЕКТА В ПРОЦЕССЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Изменения в проекте на стадии, когда строительство уже начато, возможны, а часто бывают даже необходимы. Эти изменения могут быть продуманными и осознанными, когда на основании результатов мониторинга и обратных расчетов необходима корректировка ранее принятых решений. В этом случае можно вести речь об интерактивном проектировании, или, как его еще называют, обсервационном методе.

Иногда проект приходится менять вне желания проектировщиков по независящим от них обстоятельствам в тот момент, когда часть конструкций уже возведена. Причиной таких изменений, например, может стать смена инвестора и подрядчика, изменение назначения и конструктивного решения строящегося объекта в целом или отдельных его элементов. Подобные вмешательства в проект, как правило, повышают риск возникновения аварийных ситуаций и требуют особого внимания проектирующих организаций.

6.1. Центральное ядро делового центра «Москва-Сити»

Крупнейшим в Москве подземным сооружением является так называемое Центральное ядро Московского международного делового центра «Москва-Сити». Центральное ядро представляет собой многофункциональный комплекс, имеющий шесть подземных этажей, в состав которого входят: пересадочный узел метрополитена, автостоянки, торговые и рекреационные площади. Размеры сооружения в плане составляют 125х470 м при глубина котлована 25 м от планировочной отметки 126.0 м. Котлован Центрального ядра должен был террасироваться по глубине, поэтому его экскавацию возможно было выполнять в естественных откосах (рис. 25). При разработке котлована необходимо было вскрыть три водоносных горизонта — техногенно-аллювиальный в насыпи и четвертичных песках, а также два

каменноугольных, приуроченных к известнякам. Для защиты от подземных вод котлована Центрального ядра и площадок примыкающих участков, осваиваемых позднее, по контуру была устроена совершенная противодиффузионная завеса (рис. 24). Для того чтобы ПФЗ могла служить одновременно консольным ограждением пионерного котлована глубиной 6 м, она выполнялась в виде стены в грунте толщиной 0.9 м с северной и восточной стороны и из буросекущихся свай с запада и юга. Ниже отметки 120.0 м котлован отступал на 20-50 м от стены в грунте и спускался широкими террасами до отметки 101.3 м. В связи с тем, что при таком решении нижняя часть стены в грунте не работала на изгиб, армировались только верхние 16 м выше отметки 110.0 м.



Рис. 24. План центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити» (Ильичев и др., 2001)



Рис. 25. Восточная стена котлована центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити».

После того, как стена в грунте была уже полностью выполнена и начаты земляные работы в котловане, проект подвергся существенным изменениям, связанным с необходимостью корректировки архитектурно-планировочных решений нижних этажей, в которых должны были располагаться сооружения метрополитена (Пуичев и др., 2001). Наибольшие изменения были связаны с продлением на 30 м платформ метро на отметке 101 м в сторону восточной стены котлована СТ-1. В результате таких изменений ширина грунтовой бермы, удерживающей стену в грунте, должна была существенно сократиться и составить около 15 м.

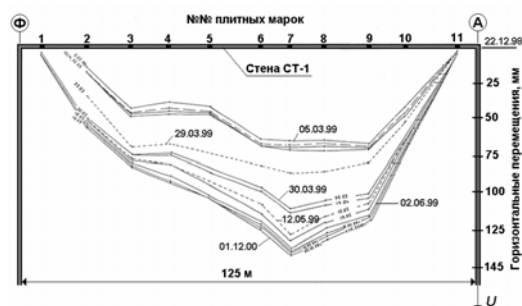


Рис. 26. Эпюры горизонтальных перемещений верха стены СТ-1 с 22.12.98 по 01.12.00 г.

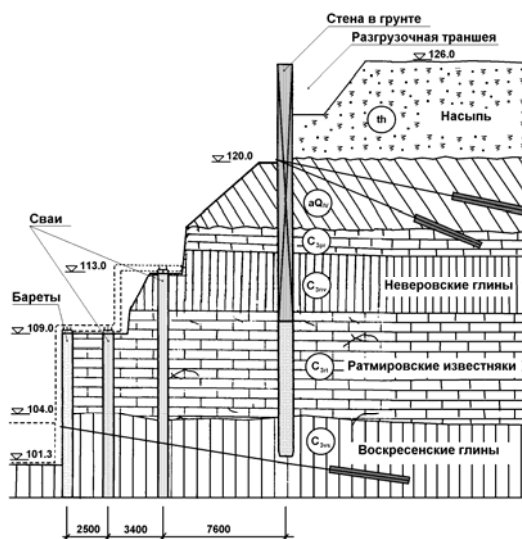


Рис. 27. Сечение 1-1 стены СТ-1 и мероприятия по ее усилению.

С верхних отметок в теле целика бермы были устроены два ряда свай и один ряд барет, которые должны были поддерживать перекрытия на отметках 113.0 и 109.0 м при последующей проходке под ними семи тоннелей метрополитена (рис. 27). Первоначально выполненные расчеты определили требуемую конфигурацию бермы и показали, что с учетом устройства свай и барет прочность стены в грунте СТ-1 и устойчивость грунтового массива должны были быть обеспечены.

В процессе работ велись постоянные геодезические наблюдения за перемещениями верха стены в грунте. На стене СТ-1 было установлено 11 марок, плановое и высотное положение которых регулярно измерялось (рис. 26). Работы по экскавации котлована были начаты в конце 1998 г. Наблюдения по конец января 1999 г. не зафиксировали плановых перемещений СТ-1. Дальнейшие наблюдения, выполненные 5 марта, показали резкое приращение горизонтальных перемещений головы стены в сторону котлована с максимальными значениями в центральной части между марками 6 и 9 от 64 до 67 мм. В это время котлован рядом со стеной был разработан примерно до отметки 109.5 м. Ниже этой отметки находился слой весьма прочных ратмировских известняков, разработка которых на расстоянии более 50 м от стены в грунте велась взрывным способом. Около стены известняк разбивался клинбабой. При дальнейшей разработке котлована в период с 5 по 22 марта скорость деформаций СТ-1 была незначительна, однако 29 марта было повторно зафиксировано резкое увеличение приращения перемещений. Интенсивность горизонтальных смещений в этот период составляла порядка 3 мм/сут. Цикличность геодезических наблюдений была увеличена, также была выполнена исполнительная съемка целика грунтовой бермы. Съемка показала, что фактические размеры сохраненного целика у стены СТ-1 отличаются от проектных в меньшую сторону, хотя не катастрофически.

Деформации стены в грунте продолжали интенсивно развиваться и сопровождалась появлением закола на проезжей части дороги на расстоянии 12 м от края котлована вдоль грани существовавшего подземного коллек-

тора. Работы по экскавации были приостановлены. Максимальное перемещение СТ-1 30 марта составило уже более 100 мм. Ситуация была признана предаварийной. Отметка котлована на период приостановки работ составляла порядка 105 м.

Специалистами НИИОСП был выполнен обратный анализ, целью которого явилось выяснение причин деформаций стены в грунте, и расчеты, направленные на разработку мероприятий по стабилизации положения СТ-1. Расчеты выполнялись с использованием МКЭ (PLAXIS, 2002) и метода переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу (Федоровский & Курилло, 1998). Обе серии расчетов показали, что стена СТ-1 совместно с целиком грунта бермы находится в предельном состоянии. Большинство экспертов согласилось с тем, что в результате избыточной разработки верхней части бермы в стене в грунте образовался пластический шарнир на отметке 110 м в месте стыка армированной и неармированной частей. Кроме того, обратные расчеты показали, что в результате взрывных работ, вероятно, была нарушена адгезия между бетоном с наружной стороны стены СТ-1 и известняками перхуровского и ратмировского ярусов. При этом напор подземных вод в обоих камменноугольных горизонтах вносил доминирующий вклад в равнодействующую сдвигающих сил, действующих на стену в грунте. Было также отмечено, что в первоначальных расчетах, выполненных с использованием программы PLAXIS, была использована стандартная процедура снижения прочности на контакте конструкции и грунтового массива. Понижающий коэффициент для контактных элементов принимался $R_{int} = 0.5$, что соответствовало прочности на контакте стены с ратмировским известняком $\varphi = 19^\circ$ и $c = 75$ кПа. Снижение контактного сцепления до нуля значительно увеличивало изгибающие моменты в стене и уменьшало устойчивость целика грунта. О нарушении контакта между стеной СТ-1 и массивом грунта свидетельствовала также разность измеренных осадок стены и дневной поверхности.

Расчеты также показали, что дальнейшая разработка котлована до проектных отметок невозможна, так как возможен сдвиг грунто-

вого целика ниже подошвы стены в грунте по слою воскресенских глин. При использовании расчетных значений прочностных характеристик грунта с учетом ослабленного контакта со стеной разброс величин коэффициента общей устойчивости для различных сечений составил от 0.79 до 0.93.

Для стабилизации положения стены СТ-1 и грунтовой бермы было предложено выполнить усиление конструкции двумя ярусами грунтовых анкеров, располагаемых на отметках 120.0 и 104.0 м (рис. 27). Мероприятия должны были позволить обеспечить значение коэффициента устойчивости не менее 1.2 и ограничить величину изгибающего момента в стене СТ-1 на уровне 900 кН·м/м.

Работы по усилению СТ-1 были выполнены в начале апреля 1999 г. Верхний ряд анкеров пришлось устраивать легкими переносными станками с подмостей. Их испытания показали, что требуемую несущую способность ряда анкеров, корни которых были расположены в насыпных грунтах, обеспечить не удалось. В качестве компенсирующей меры с обратной от котлована стороны стены СТ-1 была откопана разгрузочная траншея глубиной 4.5 м. Расчетный анализ эффективности выполненных мероприятий показал, что прогнозируемое горизонтальное перемещение головы СТ-1 после завершения экскавации котлована до проектной отметки должно было составить 129 мм. Прогноз хорошо совпал с результатами геодезических наблюдений, которые продолжались до конца 2000 г., когда к стене в грунте были подведены перекрытия подземной части. Окончательно измеренные величины горизонтальных перемещений марок 6-9 в центральной части стены СТ-1 составили от 92 до 142 мм.

Завершая рассмотрение предаварийной ситуации, хочется обратить внимание на то, что при анализе работы ограждений котлованов весьма важным является достоверный учет характеристик сопротивления сдвигу на контакте подпорной стены и массива грунта. В российских нормативных документах при проектировании гибких подпорных стен регламентируется принимать нулевое контактное сцепление, что необходимо помнить при выполнении МКЭ расчетов.

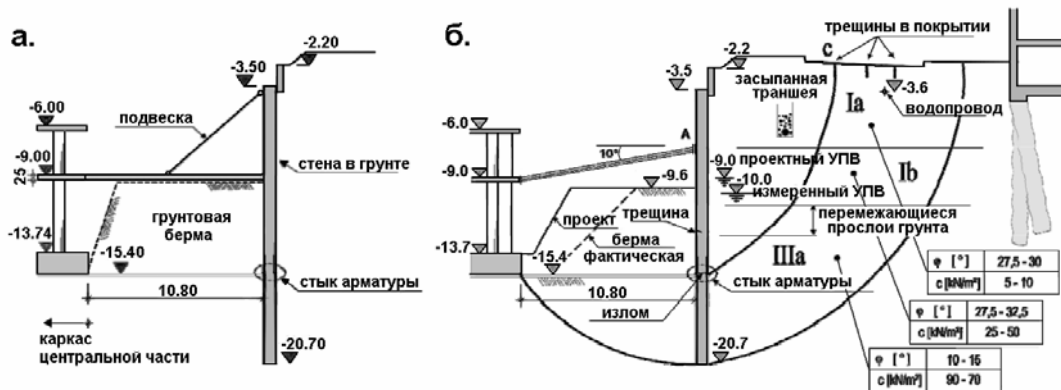


Рис. 28. Первоначальный и измененный проект крепления котлована в Варшаве (Brandl, 2007).

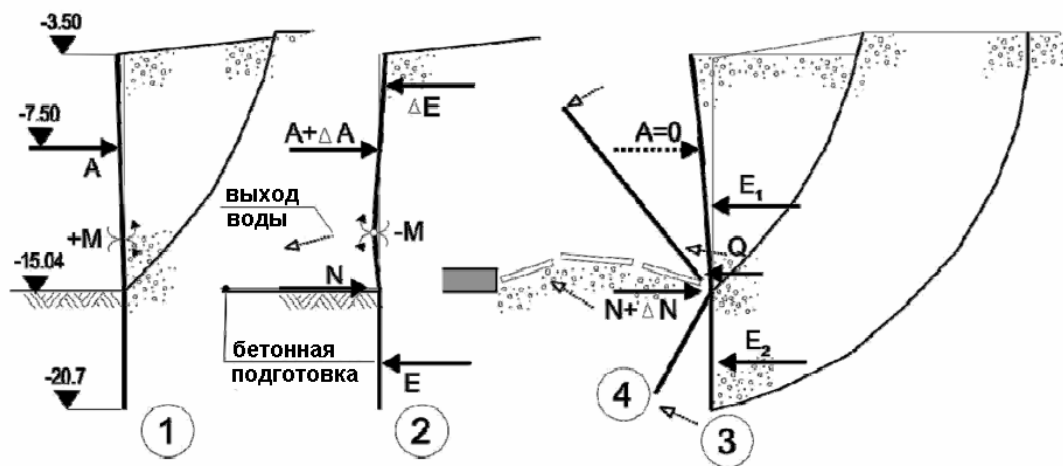


Рис. 29. Стадии развития механизма обрушения ограждения котлована в Варшаве (Brandl, 2007).

6.2. Авария в центре Варшавы

Аварии, связанные с перепроектированием в процессе строительства, не редкость. В центре Варшавы в марте 1998 года произошла авария котлована категории II.ACD (Brandl, 2007). Ограждение котлована глубиной около 15 м было выполнено способом «стена в грунте» толщиной 0,8 м. Первоначальная схема крепления стены в грунте, которая предполагала устройство распорного фрагмента перекрытия по сохраняемой берме на отметке -9,0 м (рис. 28.а), в силу ряда обстоятельств была изменена уже после того, как ограждение было выполнено в натуре. Новое проектное решение (рис. 28.б)

предусматривало установку наклонных металлических распорок между стеной и центральной частью каркаса здания, которая должна была возводиться под защитой грунтовых берм. Инженерно-геологические условия площадки, приведенные на рис. 28.б, были представлены насыпью, четвертичными послеледниковыми (Ia) и доледниковыми (Ib) суглинками, третичными перуплотненными глинами (IIIa) с перемежающимися прослоями супесей и суглинков.

Устройство стены в грунте было выполнено в сентябре 1997 г. и начата разработка котлована. В декабре глубина котлована в центральной части достигла проектных отметок. До середины января 1998 г. наблюдаемые перемещения верха стены соответ-

вовали расчетным величинам. Однако в конце января начался прогрессирующий рост горизонтальных перемещений стены в грунте с одной из сторон котлована. Рост перемещений верха стены наблюдался до 10 февраля и составил 190 мм. Несмотря на прекращение дальнейшего отклонения верха стены, 12 февраля были зафиксированы просадки прилегающей проезжей части дороги. Установка распорок выполнялась с начала февраля, а разработка примыкающей к стене грунтовой бермы была начата 23 февраля. В процессе экскавации бермы 6 марта были зафиксированы течи сквозь трещины в стене в грунте, связанные с разрывом водопровода, расположенного в 12 м от котлована. Водопроводная вода появилась также на проезжей части дороги. В течение следующих четырех дней ремонт водопровода и разработка бермы были завершены и начата укладка подготовки под периметральную часть фундаментной плиты. В момент выполнения этих работ 10 марта в стене в грунте была замечена горизонтальная трещина раскрытием до 5 мм на высоте 2 м от дна котлована. Несмотря на немедленную установку дополнительных распорок, прогрессирующее разрушение стены продолжилось, в течение часа ограждение котлована обрушилось на длине 45 м. (рис. 30).

Анализ причин обрушения стены в грунте (Brandl, 2007) позволил восстановить сценарий произошедшей аварии (рис. 29). Разрушение стены началось с формирования пластического шарнира на отметке -13 м (стадия 1) в результате того, что схема армирования не в полной мере соответствовала измененной конструктивной схеме. Формированию пластического шарнира способствовало также то, что фактические габариты грунтовой бермы оказались меньше проектных. Разрыв водопровода в результате значительных деформаций грунтового массива вызвал водонасыщение грунта и увеличение давления на ограждение котлована (стадия 2). Поворот верхней части стены относительно уровня крепления распорок должен был привести к перераспределению давлений и увеличению реакций в распорках, сопровождаемому кручением узлов примыкания к обвязочному поясу и

перекрытию. Разрушение распорок (стадия 3) привело к исчезновению удерживающих реакций и окончательному обрушению стены в грунте в котлован (стадия 4).

Таким образом, причинами аварии послужили следующие факторы:

- Схема армирования стены в грунте была выполнена для первоначального проектного решения и не во всем соответствовала измененному проекту;
- Фактические размеры грунтовой бермы были меньше проектных;
- Разрыв водопровода увеличил нагрузки на стену в грунте по отношению к расчетным;
- Проектное решение не обладало требуемой степенью запаса надежности.



Рис. 30. Вид с угла обрушившейся стены котлована в Варшаве (Brandl, 2007).

Описанные в данном разделе аварийные случаи объединяют два обстоятельства. Армирование стены в грунте в обеих ситуациях не полностью соответствовало измененному проектному варианту и, если бы ограждение еще не было выполнено, схема армирования была бы иной. В процессе работ и в Москве, и в Варшаве строители перекопали берму, стремясь скорее завершить экскавацию, что является типичным. Понимая это, в случае вынужденных изменений проекта уже в процессе работ, инженер-проектировщик должен закладывать в свои решения более высокие значения коэффициентов надежности, чем это обычно требуется. Необходимость повышения коэффициентов надежности в таких ситуациях связана с большей уязвимостью конструкций в случае отклонений при строитель-

стве от проектных параметров и непредвиденных воздействий на ограждение котлована.

7. ВОДОНЕСУЩИЕ КОММУНИКАЦИИ КАК ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЙ ФАКТОР РИСКА

Продолжая тему предыдущего раздела необходимо остановиться на «непредвиденных воздействиях» при устройстве котлованов. Одним из источников непредвиденных воздействий, как уже было показано, могут являться подземные водонесущие коммуникации, расположенные рядом с границами котлованов. Наибольшую угрозу для подземного строительства представляют собой напорные сети. Утечки из коммуникаций могут быть связаны не только с их деформациями в процессе устройства котлованов, но также с их общим ветхим состоянием, просадками, вызванными суффозией, и иными причинами.

В качестве примера того, к каким последствиям могут приводить протечки коммуникаций, рассмотрим две крупнейшие аварии котлованов, случившиеся за последние годы в Москве, а также обрушение стены с анкерным креплением в Бразилии.

7.1. Авария при строительстве многофункционального комплекса на северо-западе Москвы

Авария категории II.CD произошла в сентябре 2006 г. при строительстве многофункционального комплекса с подземной автостоянкой в Москве. Здание включало пять подземных уровней при глубине котлована около 20 м. Ограждение котлована представляло собой стену в грунте толщиной 0,8 м и глубиной 26 м, нижний конец которой был заглублен на 4,5 м в слой полутвердых глин. Стена в грунте выполнялась из пионерного котлована глубиной до 3 м под защитой ранее выполненного шпунтового ограждения. Строительство велось полукрытым способом «semi-top-down».

В пределах разведанной толщи грунтов на площадке были выделены следующие инженерно-геологические элементы: техногенные отложения; влажные и водонасыщенные пески различной крупности; туго-

пластичные суглинки; полутвердые глины, подстилаемые отложениями карбона — чередующимися горизонтами известняков и глин.

В процессе разработки котлована были отмечены несовершенства стены в грунте. На отметке -11,0 м была встречена неплотность в бетоне, которая была закрыта металлическими листами. Откачка подземных вод из котлована производилась в большем объеме, чем объем жидкости в поровом пространстве удаляемого грунта, что свидетельствовало о фильтрации в котлован сквозь стену в грунте, т.к. подошва стены была надежно заглублена в водоупор. К моменту разработки котлована до глубины 15 м были возведены три подземных перекрытия по периметру котлована и в виде перемычки посередине длинной стороны.



Рис. 31. Вынос водонасыщенного грунта в котлован сквозь стену в грунте.



Рис. 32. Провал на проезжей части, вызванный выносом грунта в котлован (Колыбин, 2007).

Мониторинг на площадке выполнялся не в полном объеме – не велись наблюдения за уровнем подземных вод и подземными коммуникациями. Наблюдения за деформациями ограждения котлована выполнялись только по верху стены в грунте. На стадии разработки котлована на глубину 15 м горизонтальные перемещения верха стены составляли от 90 до 150 мм, что значительно превышало ожидаемые величины.

Прорыв водно-песчаной смеси в котлован произошел на отметке -15 м в 20 часов 10 сентября (рис. 31). Размер образовавшегося отверстия, через которое произошел прорыв, ориентировочно 2 м по высоте и 0.4 м по ширине. Отверстие было расположено на стыке между захватками. Место провала находилось ниже уровня подземных вод на 6-8 м. В 21 час произошло разрушение асфальтобетонного покрытия проезжей части за стеной в грунте, и образовался провал длиной 31 м, шириной 16 м, глубиной 6-8 м (рис. 32). Внутри обрушенной зоны размещались чугунный водопровод Ø250 мм и железобетонный водосток Ø400 мм. Водопровод был отключен в 21.40. Ориентировочный объем вынесенного в котлован грунта более 1000 м³. Водно-песчаный поток прекратился, когда высота намытого грунта в котловане достигла верха отверстия в стене ограждения.

Основной причиной аварии явилось наличие недобетонированного участка на стыке захваток стены в грунте, который образовался, вероятнее всего, за счет формирования бентонитовой пробки между арматурными каркасами, не вытесненной при бетонировании. Из дополнительных причин следует отметить:

- Отсутствие технического и авторского надзора на площадке. Как выше отмечено, были веские причины предполагать, что стена в грунте имеет несплошности. Работы в таких условиях следовало проводить с особой тщательностью и оперативно принимать дополнительные меры.

- Мониторинг на площадке велся в недостаточном объеме и с малой цикличностью. Результаты мониторинга не анализировались проектной организацией, обратные расчеты не выполнялись.

Разрыв водонесущих коммуникаций, расположенных рядом со стеной в грунте, существенно усугубил аварию. Усиленный намыв грунта в котлован напорной водой из водопровода продолжался более часа.

7.2. Обрушение стены в грунте в центре Москвы

Строительство многофункционального комплекса в центре Москвы было начато в начале 2007 г. Проектом было предусмотрено устройство трехэтажной подземной части для размещения автостоянки. Периметр котлована, имевшего в плане форму близкую к треугольной, составлял около 480 м. Проектная глубина котлована изменялась в пределах 12-15 м. Ограждение котлована представляло собой монолитную стену в грунте толщиной 0.6 м с внутренней металлоизоляцией 8 мм. Нижний конец стены в грунте заглублялся на 2 м в слой водоупорных юрских глин. Крепление стены в грунте должно было выполняться тремя ярусами горизонтальной распорной системы из металлических труб, развязанных дополнительными связями.

Авария произошла на отдельно выступающем небольшом участке котлована, длина по фронту которого составляла 42 м. План распорной системы на аварийном участке приведен на рис. 33, а поперечное сечение обрушившейся стены и инженерно-геологические условия – на рис. 34. Подземные воды были вскрыты на рассматриваемом участке на глубине 5.3 м.

К моменту аварии на выступающем участке котлована были установлены два верхних яруса распорной системы, глубина котлована составляла 9-10 м. Непосредственно перед аварией работы по экскавации на рассматриваемом участке не велись. По свидетельству очевидцев, в 9-30 в день аварии было отмечено подтопление проезжей части примыкающей улицы из расположенных вдоль улицы колодцев. В 10-30 зафиксированы водяные подтеки на стене в грунте; около 12-00 отмечались потоки воды на проезжей части, просачивание воды через стену в грунте на уровне до 2 м ниже ее верхней отметки, а также переливание воды через верх стены. Около 13-00 начались деформации распорной системы и подвижки

стены в грунте. Произошли смятие и деформация трех распорных труб в верхнем ярусе и двух труб в нижнем (рис. 35).

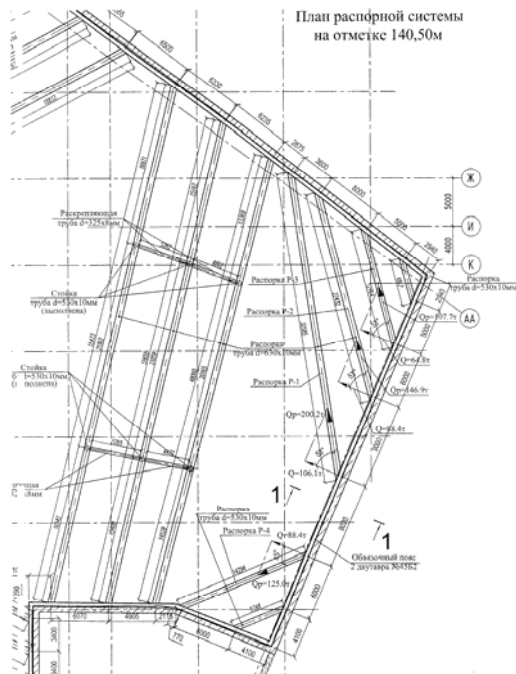


Рис. 33. План распорной системы аварийного участка стены.

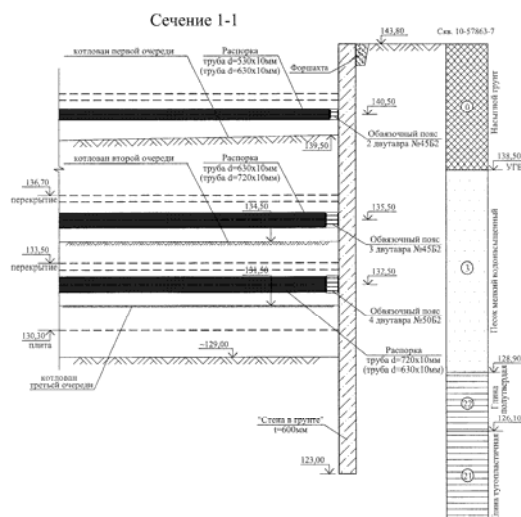


Рис. 34. Сечение обрушившегося участка стены в грунте и инженерно-геологические условия.

В результате деформаций произошел обрыв обвязочных поясов, и стена в грунте разошлась по двум вертикальным швам, через которые в котлован хлынула водонасыщенная грунтовая масса. Около 14-00 после отключения водонесущих коммуникаций деформации стены и массива грунта прекратились. В результате аварии произошла просадка проезжей части улицы (рис. 36) размером в плане 20х6 м и глубиной до 3 м. Случившуюся аварию можно отнести к категории П.АСД.

Мониторинг на площадке велся в неполном объеме. Наблюдения за окружающими зданиями показали, что они не получили дополнительных осадок в результате аварии. Мониторинг за перемещениями стены в грунте и инженерных коммуникаций, расположенных вдоль аварийного участка, не выполнялся.



Рис. 35. Разрушение распорной системы и стены в грунте.



Рис. 36. Провал на проезжей части рядом с аварийным участком.

В месте образовавшегося провала на глубине 2 м был расположен стальной водопровод $\varnothing 300$ мм, имевший отводы $\varnothing 150$ мм в сборном железобетонном колодце. На данном участке помимо этого проходило несколько электрических и телефонных кабелей, а также газопровод, который не пострадал. Произошедший провал позволил установить наличие рядом со стеной в грунте погребенного шпунтового ряда из двутавров и остатки старых фундаментов.

Было установлено, что причиной аварии явилась осадка железобетонного колодца, вызвавшая разрыв трубы водопровода и разрушение корпуса задвижки, что привело к утечке водопроводной воды и насыщению массива грунта за пределами котлована. Накопление осадок колодца, предположительно, могло быть вызвано суффозионными явлениями, а также предшествовавшими деформациями основания как в процессе устройства шпунта, так и стены в грунте. Несущая способность распорной системы оказалась недостаточной для восприятия избыточных усилий, возникших вследствие повышения давления на ограждение при водонасыщении грунтов.

Аварии также способствовало отсутствие регулярного мониторинга за деформациями стены в грунте и величинами усилий в распорной системе. Следует также отметить, что проектные решения распорной системы не обладали избыточным запасом прочности. После рассматриваемой аварийной ситуации московским проектным организациям было предписано выполнять проектирование превентивных защитных мероприятий, в случае расположения рядом с котлованом водонесущих инженерных коммуникаций. Также было рекомендовано избегать предусматривать в проектах угловые распорки, примыкающие к обвязочным поясам под углом меньше 40° .

Для предотвращения дальнейших осадок проезжей части улицы и с целью последующего проведения восстановительных мероприятий немедленно была начата обратная засыпка аварийного участка котлована (рис. 35). Обвязочные пояса верхнего уровня распорной системы вдоль длинной стороны котлована, примыкающей к аварийному участку, были установлены в разных уров-

нях и не связаны между собой. В результате деформаций распорной системы на участке обрушения, а также в связи с навалом грунта обратной засыпки в процессе восстановительных работ был зафиксирован продольный сдвиг обвязочных поясов вдоль стены в грунте (рис. 37). Ввиду прогрессирующего характера сдвига, для предотвращения потери прочности основных распорок верхнего яруса в условиях продольно-поперечного изгиба было принято оперативное решение о затоплении котлована (рис. 38). Принятие экстренных мер позволило предотвратить дальнейшее развитие аварийной ситуации. Последующие восстановительные работы выполнялись после полного завершения обратной засыпки аварийной части котлована.



Рис. 37. Продольный сдвиг обвязочных поясов вдоль стены в грунте.



Рис. 38. Затопление котлована для предотвращения разрушения распорной системы.

7.3. Обрушение стены с анкерным креплением в Сан-Паулу

Случай обрушения участка шпунтовой подпорной стенки с многоярусным анкерным креплением при строительстве станции метро в бразильском городе Сан-Паулу, которое также было вызвано протечками коммуникаций, приводится в статье Maffei и др. (1996).

Авария категории III.AD произошла в момент, когда глубина котлована составила приблизительно 12 м. Два верхних яруса анкерного крепления были выполнены, анкера третьего яруса оставались еще не натянутыми. Разрушения захватили участок стены длиной 13 м (рис. 39). Обрушение грунтового массива произошло по близкой по форме к полусферической поверхности скольжения радиусом около 5 м. Обрушение сопровождалось значительными деформациями двутавровых элементов ограждения и выдергиванием анкеров (рис. 40).

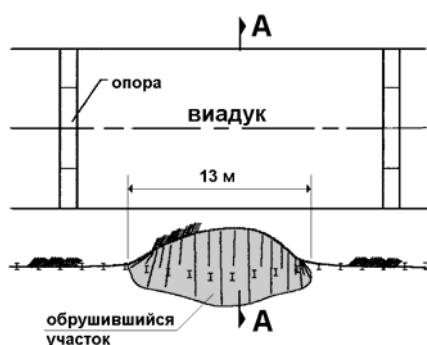


Рис. 39. План аварийного участка подпорной стены в Сан-Паулу (Maffei, 1996).



Рис. 40. Схема обрушения подпорной стены в Сан-Паулу (Maffei, 1996).

Основной причиной потери устойчивости ограждения на локальном участке были признаны протечки из водопровода $\varnothing 250$ мм, расположенного в 30 м. Протечки не были своевременно обнаружены и локализованы, так как первичной базой дренажа являлась большая подземная камера рядом с котлованом. Фильтрация техногенных вод из камеры в котлован в значительной степени увеличила давление на ограждение котлована и привела к снижению сопротивления пассивного отпора грунта.

Все рассмотренные в настоящем разделе аварийные случаи, на наш взгляд, позволяют сделать однозначный вывод. При проектировании ограждений котлованов вблизи подземных водонесущих коммуникаций должен выполняться дополнительный расчет конструкций по I группе предельных состояний на особое аварийное сочетание нагрузок. В особом сочетании нагрузок должно учитываться положение уровня подземных вод, соответствующее высотному положению наименее заглубленной из безнапорных коммуникаций или уровню дневной поверхности для напорных коммуникаций. При этом в расчете должны использоваться нормативные значения постоянных и длительных временных нагрузок, а также прочностных характеристик грунтов. Кратковременные и иные особые нагрузки в рассматриваемом сочетании допустимо не учитывать.

8. ОПАСНОСТЬ ЗАТОПЛЕНИЯ

Как было показано на примерах в предыдущих разделах, фильтрация в котлован может привести к чрезвычайно тяжелым аварийным последствиям. Прорыв подземных вод сквозь ограждающую конструкцию, если он незамедлительно не локализован, как правило, вызывает механическую суффозию. В случае образовавшейся течи при значительной водоотдаче грунтов и высоких градиентах напора фильтрационные силы увеличивают величину давления на ограждающую конструкцию и стремятся расширить площадь свища. В этой связи устройство котлованов рядом с водоемами и водными артериями всегда представляет собой повышенную опасность.

В качестве иллюстрации сказанного хочется привести пример аварии при устройстве котлована глубиной 20 м для строительства 73-этажного здания Инфинити Тауэр в Дубае, которая случилась в апреле 2007 г. Участок строительства расположен на морском побережье и примыкает к Дубайской эспланаде шириной около 30 м, отделяющей его от прохода в гавань.

Авария произошла, когда разработка котлована близилась к завершению. В стене в грунте, примыкающей к эспланаде, образовалась течь (рис. 41) на высоте около 3 м от дна котлована. Строителями были замечены деформации стены и появление в ней трещин, немедленно была отдана команда эвакуировать персонал из котлована. Через 2 минуты после начала эвакуации произошло обрушение участка стены со стороны эспланады (рис. 42) и воды гавани хлынули в котлован. Котлован был полностью затоплен еще через 4 минуты (рис. 43).



Рис. 41. Образование течи в стене в грунте при устройстве котлована Инфинити Тауэр (website).

Следует обратить внимание на то, что крепление стены в грунте на прямолинейных участках котлована со стороны суши было выполнено с помощью распорок. Крепление полукруглой стены со стороны эспланады предусматривалось анкерным. Анкеры, вероятно, послужили концентраторами и способствовали фильтрации в котлован.



Рис. 42. Обрушение стены и затопление котлована в Дубае (Kuntsche, 2007).



Рис. 43. Котлован Инфинити Тауэр после аварии (website).

9. ТЕМПЕРАТУРНО-КЛИМАТИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

При строительстве котлованов в российских условиях определенные неприятности, несомненно, могут быть вызваны температурно-климатическими воздействиями. С резкими сезонными и суточными перепадами температур на территории нашей страны, конечно, необходимо считаться. При проектировании котлованов об этом часто забывают, считая ограждение и распорки временными конструкциями, на которые не распространяются требования строительных норм и правил относительно учета температурных воздействий в основных сочетаниях нагрузок для расчета достаточно протяженных сооружений. В настоящее время котлованы, устраиваемые в России, достигают гигантских размеров в плане, а их устройство может продолжаться не один сезон. В связи с этим температурные перепады обязаны учитываться. Многие публикации, посвященные мониторингу ограждений котлованов, приводят результаты измерений влияния температуры на усилия в распорках. Отрицательные зимние температуры опасны также тем, что при промерзании подпорных конструкций, устроенных в пучинистых грунтах, происходит увеличение давления и, соответственно, внутренних усилий в конструкциях.

Иллюстрацией влияния температурных воздействий на работу и поведение ограждения котлована может являться предаварийная ситуация, произошедшая в 1995 г. при строительстве торгового комплекса «Охотный ряд» на Манежной площади в Москве (Ильичев и др., 2001). Ограждающие конструкции котлована со стороны Александровского сада представляли собой стену в грунте толщиной 0.9 м и были заглублены до отметки 115 м. Для защиты существующих тоннелей метрополитена, расположенных в 6 м от стены, были устроены защитные ряды свай $\varnothing 0.8$ м. Шаг свай в рядах составлял 1.2-2.0 м. Для крепления стены в грунте было выполнено объединение ее головы с рядами свай с помощью фундаментной плиты малозаглубленной части комплекса на отметке 130.0 м (рис. 44). Такое объединение значительно облегчало

работу конструкции, заставляя работать ее как рамную.

В начале сентября 1995 г. было замечено появление трещины в месте шарнирного объединения стены в грунте и фундаментной плиты, забетонированной летом на отметке 130.0 м. В сентябре котлован на данном участке был откопан почти до проектной отметки (рис. 45). В течение следующих месяцев фронт трещины развивался, а ширина ее раскрытия увеличивалась, что привело к образованию сквозного зазора между конструкциями.

Для установления причин образования зазора были выполнены следующие работы: регулярные измерения ширины зазора и отклонений стены в грунте; теплотехнические расчеты для определения температурных режимов конструкций; оценка возможности проявления пучинистых свойств грунтов; поверочные расчеты по определе-

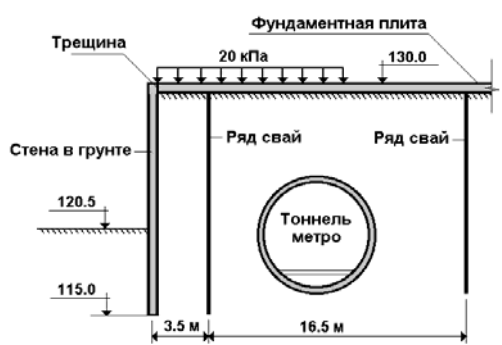


Рис. 44. Схема крепления ограждения котлована со стороны Александровского сада.



Рис. 45. Стена в грунте у Александровского сада (Колыбин, 2007).

нию напряженно-деформированного состояния конструкций и усилий в узле объединения.

Инструментальные наблюдения за динамикой развития зазора и деформациями стены были начаты в ноябре. К этому времени зазор раскрылся на длине около 100 м, и ширина его раскрытия составляла до 6 мм. Параллельно с указанными выше исследованиями выполнялось устройство фундаментной плиты в котловане на отметке 120 м.

Расчеты совместной работы фундаментной плиты малозаглубленной части и стены в грунте были выполнены на следующие воздействия: статическое давление грунта и подземных вод на стену, силовые воздействия от осевых температурных деформаций фундаментной плиты, силовые воздействия от температурного изгиба стены в грунте. Кроме того, приближенно были учтены силовые воздействия от усадки бетона фундаментной плиты. Расчеты проводились с учетом последовательности и времени выполнения технологических этапов строительства. Результаты анализа показали, что на момент образования зазора в сентябре при $\Delta t = -6^\circ\text{C}$ величина растягивающего усилия в связях между стеной и плитой должна была составлять $210 \div 290$ кН/м, а на момент интенсивного раскрытия зазора в декабре ($\Delta t = -20^\circ\text{C}$) – $310 \div 410$ кН/м. Согласно данным проектной организации, прочность связей при расчетах по нормативным характеристикам материала составляла 1182 кН/м, а по расчетным – 403 кН/м. Возникновение зазора в сентябре позволяет предполагать, что конструкция связей имела фактическую прочность вдвое ниже проектной. В этих условиях трещина образовалась в том месте, где плита имела наибольшую ширину и, соответственно, возникающие в ней температурные усилия и деформации были максимальны. В процессе сезонного понижения температуры и возрастания температурных усилий продолжалось развитие зазора в сторону сужения фундаментной плиты.

В момент разрыва связей в узле соединения плиты и стены в грунте последняя меняла свою расчетную схему, превращаясь из стены, шарнирно опертой по верху, в консольную с шарнирной опорой в уровне фундаментной плиты глубокой части. Расчеты

показали, что при наличии плиты на отметке 121 м прочность и устойчивость стены в грунте обеспечена.

Выполненный анализ позволил восстановить последовательность и схему деформаций конструкций во времени. Охлаждение фундаментной плиты на отметке 130 м вызвало ее температурные сокращения, в результате которых верх стены получил отклонения в сторону от котлована на величину до 4 мм. Затем, при указанных деформациях и усилиях $210 \div 290$ кН/м происходит разрыв связей и образуется зазор между двумя конструкциями, начавшими работать раздельно. При понижении температур плита увеличивает свои температурные сокращения до величин, составляющих в декабре порядка 7 мм. Стена в грунте начинает деформироваться как консольная, при этом горизонтальное перемещение ее верха, вызванное боковым давлением, достигает 27 мм. К этим деформациям стены добавляются температурные, вызванные температурным градиентом, составившие в декабре 6 мм. Таким образом, суммарная максимальная ширина зазора, полученная прогнозом, составляла 40 мм.

Фактические деформации стены, зафиксированные инструментальными наблюдениями, носили тот же характер, что и расчетные. До образования зазора наибольшее отклонение верха стены в направлении от котлована составило 8 мм. После образования зазора происходят отклонения верха стены в сторону котлована на 22 мм. Интенсивное раскрытие зазора происходит в течение декабря, затем наступает стабилизация процесса. Измеренная максимальная ширина раскрытия зазора составила в январе 1996 г. 32 мм.

Так как после устройства фундаментной плиты в котловане образование зазора уже не угрожало прочности и устойчивости стены в грунте, было решено восстановить нарушенные связи в летний период, когда температурные деформации должны были способствовать уменьшению раскрытия зазора. До этого момента зазор оставался герметизированным эластичным материалом, препятствующим попаданию в зазор воды и ее замерзанию при отрицательных температурах.

10. ДЕФОРМАЦИИ СТЕН С АНКЕРНЫМ КРЕПЛЕНИЕМ

Устройство анкерного крепления ограждений котлованов в стесненных городских условиях, как уже отмечалось, может быть сопряжено с различными рисками. Корни анкеров могут располагаться за пределами участка застройки в иных грунтовых условиях, чем предполагал проектировщик, экстраполируя результаты инженерно-геологических изысканий на площадке. Не достаточно хорошо опрессованные головки анкеров способны являться источниками фильтрации подземных вод сквозь стену в грунте. Устройство анкеров под фундаментами рядом расположенных зданий может вызывать их дополнительные осадки. Временные анкеры имеют ограниченный срок службы. Известны случаи, когда в силу различных форс-мажорных обстоятельств строительство отдельных объектов замораживалось на длительное время на стадии, в которой котлован с анкерным креплением оставался нераспёртым. Печально известен пример строительства во второй половине 80-х годов прошлого столетия нового здания МИД в Москве, законсервированного на несколько лет при полностью разработанном котловане. Ползучесть корней и потеря преднапряжения в анкерах, удерживавших ограждение котлована сверх установленного срока службы, привели к значительным деформациям стены в грунте и повреждениям ряда зданий, в том числе Аргентинского посольства.

Потеря преднапряжения в анкерах может происходить и в силу влияния других подземных работ, проводимых поблизости. В процессе строительства одного из тоннельных участков Третьего транспортного кольца в Москве, ограждение котлована которого было выполнено с анкерным креплением, неожиданно были зафиксированы существенные перемещения одной из стен. Измерения усилий натяжения в контрольных анкерах показали, что в них произошла потеря преднапряжения. Выяснилось, что в это время ниже корней анкеров выполнялась щитовая проходка коммуникационного коллектора, параллельного тоннелю, что и

послужило причиной разуплотнения грунта и снижения усилий в анкерах.

Все вышеперечисленные опасности хорошо известны, и специалисты обычно считаются с ними в процессе проектирования. Однако известны случаи, когда ограждения котлованов с анкерным креплением получают весьма значительные перемещения при отсутствии снижения усилий в анкерах. В особенности это явление характерно для ограждений, имеющих многоярусное крепление и значительную глубину погружения, а также для котлованов с большими размерами в плане. Следует отметить, что подобные проявления чрезмерных деформаций анкерных ограждений котлованов были зафиксированы в различных инженерно-геологических условиях. Наблюдавшиеся перемещения значительно превышали прогнозируемые. Например, при устройстве шпунтового ограждения котлована с пятью ярусами анкеров в Бостоне были зафиксированы горизонтальные перемещения стены до 160 мм (Casoilo и др., 1997). В процессе устройства котлована с анкерным креплением в Барселоне перемещение верха стены в грунте достигло 190 мм, в результате чего были установлены дополнительные анкеры (Alonso и др., 2007). Подобные величины горизонтальных смещений ограждений котлованов могут представлять серьезную угрозу для безопасности эксплуатации окружающей застройки и коммуникаций.

Наиболее логичное объяснение этому явлению, на наш взгляд, приводится в статье Sogabe и др. (1994), в которой описывается строительство котлована глубокой насосной станции в Токио. Котлован глубиной 33 м и плановыми размерами 150x80 м отрывался под защитой стены в грунте толщиной 1.2 м. Стена в грунте прорезала 20 м слабых аллювиальных глинистых отложений, а также ниже расположенные водонасыщенные гравелистые грунты и на глубине 65 м врезалась в твердые суглинки. Крепление стены должно было осуществляться 11 ярусами грунтовых анкеров (рис. 46). В процессе экскавации до глубины 25 м на уровне установки 8-го яруса анкеров измеренные величины перемещений стены не превышали 20 мм.

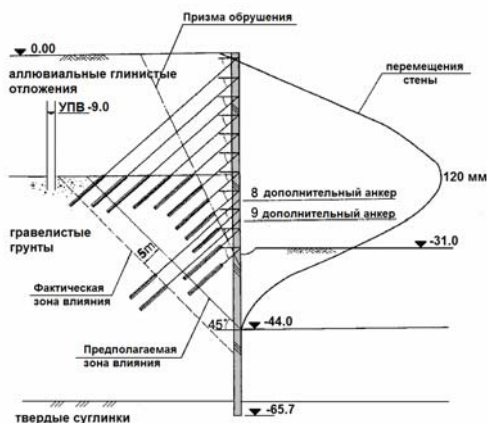


Рис. 46. Схема крепления ограждения котлована насосной станции в Токио и измеренные деформации (Sogabe и др., 1994).

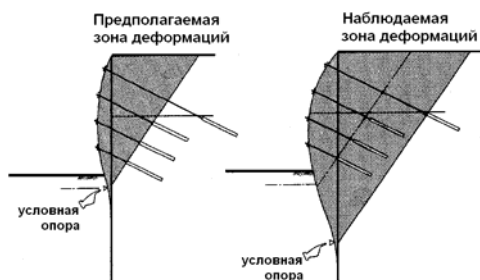


Рис. 47. Размеры зоны деформаций при многоярусном анкерном креплении (Sogabe и др., 1994).

Однако на последующих двух стадиях экскавации произошло резкое увеличение перемещений до 115 мм. Измерения величин усилий в анкерах показывали, что они оставались постоянными. Учитывая это, был сделан вывод о том, что происходили деформации грунтового массива в целом, при этом перемещения корней анкеров соответствовали перемещениям стены в грунте. Свободная длина анкеров, как показано на рис. 47, выбиралась в проекте из условия их размещения вне классической Кулоновской призмы активного давления. При передаче внутри грунтового массива выдергивающих усилий фактически наблюдаемая зона деформаций существенно увеличивается,

поэтому корни анкеров должны были располагаться на значительно большем от стены расстоянии. Для предотвращения дальнейшего развития деформаций стены в грунте были устроены два дополнительных яруса анкеров (рис. 46) с большей свободной длиной. После установки дополнительных ярусов перемещения конструкции практически стабилизировались и окончательно составили 120 мм.

Следует отметить, что к аналогичным выводам независимо пришли специалисты НИИОСП (Петрухин и др., 2004) при проектировании в 2002 г. котлована торгового центра в Замоскворечье. Выполненный методом конечных элементов анализ показал, что в первоначальном проектом решении при многоярусном анкерном креплении массив грунта между корнями анкеров и «стеной в грунте» обжат предварительным натяжением и работает в упругой стадии, область интенсивных пластических деформаций смещается к концам анкеров в зону снижения минимальных главных напряжений в грунтовом массиве. При этом должны существенно увеличиваться поступательные перемещения ограждающей конструкции, а прогнозируемые деформации окружающих зданий оказываются недопустимыми. На основании прогноза было принято своевременное решение о корректировке проекта за счет удлинения свободной длины корней анкеров в шахматном порядке.

11. КАЧЕСТВО И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Ненадлежащее качество выполнения строительных работ при устройстве котлованов является прямой причиной значительного количества аварийных и предаварийных ситуаций. Как показывает анализ статистики аварийных ситуаций в России, преимущественно имевших IV категорию, более чем в 50% случаев их основной причиной становилось низкое качество работ или отступления от проекта в процессе строительства (Колыбин, 2005). Назовем самые типичные из них.

Погрешности и ошибки при производстве работ можно разделить на следующие большие группы:

- Несоблюдение геометрических параметров, требуемых проектом;
- Использование материалов или конструктивных элементов, несоответствующих требованиям проекта;
- Низкое качество монтажа элементов, выполнения узлов, несоблюдение технологических требований;
- Нарушение предписанной последовательности выполнения работ, несоблюдение требований проекта организации строительства.

Наиболее характерными нарушениями, относящимися к первой группе, являются: отклонение от вертикали при изготовлении ограждения котлована (рис. 48); несовпадение фактической глубины ограждения и проектной (рис. 49); избыточная экскавация грунта в котловане. О последствиях чрезмерной разработки грунтовых берм уже говорилось ранее. Сверхпроектное переуглубление котлована в Японии привело к гибели пяти человек при обрушении ограждения берлинского типа в результате недостаточной заделки в грунт подошвы стены (Toyosawa и др., 1996).

В желании сэкономить недобросовестные подрядчики иногда стремятся использовать бетон более низкой марки, трубы иного диаметра, прокат другого сортамента, нежели заложено в проекте. Распространенными в России стали попытки использовать для устройства элементов распорной системы металлические трубы, бывшие в употреблении и уже имеющие поперечные деформации. Противостоять этому должен хорошо организованный технический и авторский надзор на площадке строительства.

Обеспечение надежности конструкций узлов элементов распорных систем, как было показано в предыдущих разделах, является чрезвычайно важным для избежания аварийных случаев. С этой точки зрения жесткому контролю должны подвергаться сварные узлы соединения металлических распорок, их связей и обвязочных поясов (рис. 50). Должно обеспечиваться плотное примыкание опорных узлов распорок к обвязочным поясам и закладным деталям. Обвязочные пояса должны быть замкнуты в соответствии с проектом.



Рис. 48. Отклонение элемента ограждения от вертикали.



Рис. 49. Сваи ограждения не доведены до проектной отметки, что вызвало аварию (website).



Рис. 50. Дефектный узел раскрепления распорки.

При выполнении земляных работ в котловане подрядчик практически всегда заинтересован закончить работы как можно

быстрее и как можно более комфортно. Нужно также обратить внимание на то, что земляные работы обычно выполняют иные фирмы, чем те, что заняты устройством ограждений котлованов. Сотрудники неспециализированных фирм часто даже не понимают, почему распорку необходимо установить именно сейчас, а не в то время, когда из-под нее уже не нужно будет удалять грунт. Эти и другие схожие обстоятельства приводят к многочисленным нарушениям ПОС и, соответственно, к аварийным ситуациям. В качестве примера аварии, которой удалось избежать только благодаря регулярному и ответственному авторскому надзору, хочется привести строительство крупного торгового супермаркета в Москве, имеющего трехэтажную подземную часть. Котлован глубиной около 12 м устраивался комбинированным способом под защитой стены в грунте и берм. Опережающими темпами выполнялся монолитный каркас в центральной части котлована, подземные перекрытия которого должны были на завершающих этапах доводиться по периметру до стены в грунте, после чего из-под перекрытий следовало разрабатывать берму. Горюпясь выполнить к сроку работы нулевого цикла, подрядчик откопал в одном из углов котлована берму на полную глубину без устройства крепления стены в грунте и продолжил экскавацию бермы в сторону середины одной из сторон котлована. В результате стена в грунте получила прогиб в сторону котлована величиной до 60 см (рис. 51). В монолитной обвязочной балке, удерживавшей центральные панели стены от обрушения, появились сквозные трещины (рис. 52). Благодаря настояниям проектной организации эта часть котлована была засыпана, и авария предупреждена.

В этой связи, говоря об организации строительства, хочется еще раз подчеркнуть необходимость и важность выполнения оперативного геотехнического мониторинга при устройстве котлованов. Учесть все факторы и предвидеть все обстоятельства, наверное, невозможно. Реальное поведение конструкции может отличаться от прогноза. Позволить проектировщику вовремя вмешаться в ситуацию, принять необходимые меры и избежать аварии может только

хорошо продуманный и грамотно организованный мониторинг на площадке. Необходимо выполнять не только геодезические наблюдения за перемещениями верха ограждения котлована, но также его инклинометрию по глубине, что должно позволять восстанавливать фактические эпюры внутренних усилий в конструкции по ее деформациям. Для глубоких котлованов обязательными должны являться наблюдения за величинами усилий в анкерах и распорках, температурными деформациями конструкций, изменениями уровней подземных вод. Выполнить адекватный обратный расчет для принятия корректирующего решения проектировщик-геотехник может только на основании обладания достаточным объемом фактической информации. В использовании такой возможности и должен заключаться интерактивный способ проектирования.



Рис. 51. Прогиб стены в грунте 60 см при отсутствии ее раскрепления (Колыбин, 2005).



Рис. 52. Трещина в удерживающей обвязочной балке стены в грунте.

12. ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ АВАРИЙ С ТОЧКИ ЗРЕНИЯ УПРАВЛЕНИЯ РИСКАМИ

Уже отмечалось, что косвенной причиной аварийных ситуаций при строительстве в котлованах порой служит плохой менеджмент проекта. Это может проявляться в неверном изначальном определении бюджета проекта, подборе недостаточно квалифицированного персонала, неэффективной организации взаимодействия участников проекта, несвоевременном принятии неотложных решений и мер. Особенно опасными просчеты в управлении становятся при осуществлении масштабных проектов подземного строительства в населенных городских условиях.

Крупные аварии котлованов влекут за собой огромный материальный ущерб и, что самое страшное, приводят к человеческим жертвам. Крупнейшая авария (I категории) в истории Бразилии, произошедшая в январе 2007 г., унесла 7 жизней. Обрушение стены шахты строящегося в городе Сан-Паулу метрополитена, имевшей диаметр 40 м и глубину около 30 м, вызвало смещение в котлован значительных земляных масс (рис. 53). Тело обрушения радиусом до 40 м увлекло в котлован нескольких случайных прохожих и микроавтобус с людьми. Инициировать аварию, по сообщениям в прессе, могли прошедшие проливные дожди. Описанная ранее авария тоннеля Никол Хайвей в Сингапуре привела к четырем человеческим жертвам. Авария при строительстве котлована Международного финансового центра в Сеуле в сентябре 2007 г. вызвала падение в котлован пяти автомобилей (рис. 54).

Материальный ущерб, наносимый серьезной аварией в котловане, исчисляется обычно многими миллионами US\$ (Wannick, 2007). Стоимость восстановительных работ порой превышает стоимость первоначального проекта. Так при проектной стоимости работ на аварийном участке тоннеля Никол Хайвей порядка 100 млн. US\$, стоимость различных вариантов восстановления разрушенного участка и реабилитации территории колебалась от 128 до 337 млн. US\$ (Ferrari и др, 2005).

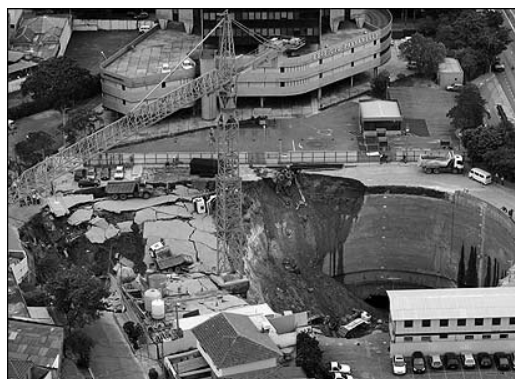


Рис. 53. Авария шахты в Сан-Паулу (website).



Рис. 54. Обрушение котлована Международного финансового центра в Сеуле (website).

Помимо прямых убытков еще одним важным обстоятельством является то, что аварии отбрасывают осуществление проекта далеко назад и намного увеличивают продолжительность строительства, что может расцениваться заказчиком как упущенные социальные или финансовые выгоды.

Поэтому борьба с возможностью возникновения аварийных ситуаций при строительстве в котлованах является задачей не только инженеров-геотехников, но также профессиональных менеджеров и специалистов по управлению рисками. Ранее приводимые примеры демонстрировали, как непродуманный менеджмент может способствовать созданию аварийных ситуаций и усугублять их последствия. Порой не все вопросы, связанные с предупреждением аварии, могут быть решены инженерами. На наш взгляд, для предотвращения аварийных ситуаций

при подземном строительстве с точки зрения квалифицированного менеджмента и организации процесса управления проектом следует:

- Изучить опыт аварий на аналогичных объектах;
- На ранних стадиях проекта понять и выделить возможные риски, связанные со строительством, а также их последствия;
- Определить возможные сценарии аварийных ситуаций;
- Определить дополнительную стоимость комплекса работ, направленных на снижение строительных рисков;
- Формировать состав исполнителей проектных и подрядных работ из организаций, имеющих опыт, соответствующий степени сложности объекта;
- Избегать заключения договоров с подрядчиками, предлагающими работать по демпинговым ценам;
- Привлекать к разработке заданий на выполнение инженерно-геологических и иных видов изысканий профессиональных геотехников;
- Выполнять независимую экспертизу проектных решений, привлекая специализированные консалтинговые организации и высококвалифицированных экспертов-геотехников;
- Организовывать эффективное взаимодействие между всеми участниками проекта;
- Открыто обсуждать отклонения от проекта при их возникновении и оперативно вырабатывать корректирующие решения;
- Своевременно останавливать строительство в случае возникновения угрозы аварийной ситуации.

13. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Аварии, случающиеся при устройстве котлованов в городских условиях, несут тяжелые социальные и экономические последствия. Причины, которые вызывают аварии, разнообразны и могут быть скрыты в любой из стадий разработки и реализации проекта. Крупным авариям, как правило, способствует целый комплекс причин, причем многие из них могут быть взаимосвязаны.

Задачи подземного строительства предъявляют повышенные требования к выполнению инженерно-геологических изысканий и гидрогеологических исследований. Весьма важным при изысканиях является использование фондовых материалов и баз данных для выявления возможных инженерно-геологических процессов и степени техногенного влияния на территорию. Отсутствие понимания инженерно-геологического строения территории в целом может приводить к тяжелым авариям при устройстве котлованов. В разработке программы изысканий должны в обязательном порядке принимать участие инженеры-геотехники.

Отсутствие достаточного опыта и квалификации проектировщиков также является заметной угрозой для безаварийного строительства. При проектировании обязательным должно стать изучение опыта строительства схожих объектов. Геотехнические расчеты обязательно должны включать в себя математическое моделирование. Инженер-геотехник, выполняющий расчеты, должен быть уверен в использовании адекватных моделей грунта. При выполнении расчетов ограждений котлованов по I группе предельных состояний в определенных случаях следует учитывать особые сочетания нагрузок. К таким случаям относится, например, проектирование котлованов рядом с водонесущими коммуникациями или водоемами. Должны выполняться расчеты ограждающих и удерживающих конструкций на температурные воздействия. Причиной многих аварий становится неспособность распорных систем котлованов перераспределить усилия при выходе из строя одного из элементов. Для избежания этого при проектировании должны выполняться расчеты на прогрессирующее обрушение. Следует стремиться проектировать статически неопределимые конструкции распорных систем. Избежать ряд ошибок в проектах позволит привлечение инженеров-конструкторов для разработки сложных узлов сопряжения и примыкания. При проектировании грунтовых анкеров их требуемую свободную длину рекомендуется определять с помощью моделирования методом конечных элементов.

Исключить многие аварийные ситуации

позволяет геотехнический мониторинг, если он хорошо организован и выполняется в необходимом объеме с достаточной регулярностью. Активную роль должно играть интерактивное проектирование, дающее возможность вносить требуемые изменения в проект на основании данных мониторинга и результатов обратных расчетов.

Ненадлежащее качество строительных работ при устройстве котлованов, а также отступления от проекта и нарушение требуемой последовательности выполнения работ являются прямыми причинами многих случившихся аварий. Помочь избежать этого должно привлечение к работам только квалифицированных подрядчиков, а также выполнение на строительной площадке регулярного технического надзора заказчиком и авторского надзора проектировщиком.

К задачам заказчиков должны относиться квалифицированная оценка степени рисков при подземном строительстве, обеспечение эффективного взаимодействия между всеми участниками проекта и проведение независимой геотехнической экспертизы проектных решений. Минимизировать вероятность аварийных случаев при строительстве котлованов позволяет только комплексный подход к обеспечению безопасности строительства.

Аварии всегда страшны. Их обсуждение всегда дискомфортно с многих точек зрения. Однако произошедшие трагедии и неприятности необходимо изучать для того, чтобы их негативный опыт служил базой для предупреждения подобного в будущем. Более широкое освещение аварийных случаев в технических публикациях и их обсуждение, на наш взгляд, необходимо геотехническому сообществу и должно являться основой для возможного совершенствования нормативной базы.

14. ЛИТЕРАТУРА

- Ильичев В.А., Петрухин В.П., Колыбин И.В., Мещанский А.Б., Бахолдин Б.В. Геотехнические проблемы строительства ТРК «Манежная площадь». – М.: НИИОСП им. Н.М.Герсеева – 70 лет. Труды института, Изд. «Экономика Строительство Транспорт», 2001, с. 31-38.
- Ильичев В.А., Петрухин В.П., Кисин Б.Ф., Мещанский А.Б., Колыбин И.В. Расчет и проектные решения по геотехнике при строительстве Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити». – М.: НИИОСП им. Н.М.Герсеева – 70 лет. Труды института, Изд. «Экономика Строительство Транспорт», 2001, с. 61-69.
- 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.
- Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Опыт проектирования и мониторинга подземной части Турецкого торгового центра. - М.: Основания, фундаменты и механика грунтов, 2004, № 5, с. 2-8.
- Федоровский В.Г., Курилло С.В. Метод переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу для расчета прочности грунтовых массивов. – М.: Основания, фундаменты и механика грунтов, 1998, № 4-5, с. 18-22.
- Alonso, E.E., Gens, A., Alcoverro, J. & Ortuño, L. 2007. Unexpected behavior of a large excavation in saturated sands. Proc. of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol. 2, pp. 495-502.
- Artola, J. 2005. A solution to the braced excavation collapse in Singapore. M.Eng. Thesis, MIT, pp. 1-86.
- Brandl, H. 2007. The collapse of a deep excavation pit in urban surroundings. Proc. of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol. 2, pp. 545-552.
- Cacoilo, D.M., Edinger, P.H. & Tamaro, G.J. 1997. Design and performance of a deep tiedback sheet pile wall in soft clay. Proc. of the 14-th Int. Conference on SMFE, Hamburg, Vol. 2, pp. 1287-1290.
- Crumley, A.R. 1998. Influence of subsurface details on braced excavations in Puerto Rico. Website paper, pp. 1-14.
- Davies, R.V., Fok, P., Norrish, A. & Poh, S.T. 2006. The Nicoll highway collapse: field measurements and observations. Int. Conf. on Deep Excavations, Singapore. Website paper.
- Ferrari, A., Hsu, R., Iliadelis, D., Monzon, J.C. & Sweeney, P. 2005. Subway line remediation project. Preliminary design and feasibility study. MFISH Eng. Inc. Website paper.

- Gomes Coelho, A.* 2007. The added value of geology in site investigation. Proc. of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol. 1, pp. 203-216.
- Ilyichev, V.A., Petrukhin, V.P., Kisin, B.F., Kolybin, I.V. & Meschansky, A.B.* 2001. Geotechnical aspects of «Moscow-City» International Business Center design. Proc. of 15-th Int. Conference on SMGE, Istanbul, pp. 1163-1166.
- Karlsrud, K. & Andresen, L.* 2007. Design of deep excavations in soft clays. Proc. of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol. 1, pp. 75-99.
- Kuntsche, K.* 2007. Deep excavations and slopes in urban areas. Proc. of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol. 1, pp. 63-73.
- Lim, P.C. & Tan, T.S.* 2003. A Floating-Type braced excavation in soft marine clay. Proc. of Underground Singapore, November, 2003, pp. 326-337.
- Magnus, R., The, C.I. & Lau, J.M.* 2005. Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT Circle Line worksite that lead to the collapse of Nicoll Highway on 20 April 2005. Publ on MoM, Singapore, website.
- Maffei, C.E.M., Da Silva Guerra, E. & Leonardo Leite, R.L.* 1996. Case history of a ruptured multi tied-back retaining wall. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Proc. of the Int. Symposium, London, pp. 161-166.
- Mylius, A.* 2005. Design and construction failures caused Singapore tunnel. New Civil Engineer, May 2005.
- Nicholson, D.* 2005. Geotechnical design risk and safety on construction sites. Arup, Geotehnet. Website paper.
- PLAXIS v.8.* 2002. Users manual. A.A.Balkema.
- Shirlaw, J.N., Tan, T.S., Wong, K.S.* 2005. Deep excavations in Singapore marine clay. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Proc. of the 5-th Int. Symposium, Amsterdam, pp. 13-28.
- Sogabe, H., Suzuki, K., Tanaka, K. & Tomita S.* 1994. Behavior of anchored walls during wide and deep excavations. Underground Construction in Soft Ground. Proc. of the Int. Symposium, New Delhi, pp. 155-158.
- Teparaksa, W., Thasnanipan, N., Maung, A.W. & Tangseng, P.* 1999. Lessons from the collapse during construction of an inlet pumping station: Geotechnical instrumentation aspects. Field measurements in geomechanics. Proc. of the 5-th Int. Symposium, Singapore, pp. 247-252.
- Toyosawa, Y., Horii, N., Tamate, S. & Suemasa, N.* 1996. Failure characteristics of a sheet pile wall in centrifuge tests. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Proc. of the Int. Symposium, London, pp. 225-230.
- Wannick, H.P.* 2007. Risk management for tunnelling projects. Schadenspiegel, Special feature issue, Risk factor of earth, 1/2007, Munchen, pp. 3-7.
- Whittle, A.J.* 2005. Some experiences in the development and application of soil models. NSF Workshop on nonlinear modeling of geotechnical problems. Website paper.